



**UNIVERSIDAD CARLOS III DE MADRID**

**ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR**

**DEPARTAMENTO DE MECÁNICA DE MEDIOS CONTÍNUOS Y TEORÍA DE  
ESTRUCTURAS**

**PROYECTO FIN DE CARRERA**  
**INGENIERÍA INDUSTRIAL (Especialidad máquinas y estructuras)**

**ANÁLISIS DE VIABILIDAD DEL USO DE  
MATERIALES COMPUESTOS EN UN  
PUENTE PEATONAL TIPO VIGA**

**Alumna: M<sup>a</sup> Del Mar Canales Beltrán**

**Tutores: Enrique Barbero Pozuelo**

**Sonia Sanchez Sáez**

**Leganés, Junio 2009**

---

---

## ÍNDICE

1	INTRODUCCIÓN .....	5
1.1	MOTIVACIÓN DEL PROYECTO .....	5
1.2	OBJETIVO .....	6
1.3	ESTRUCTURA DEL PROYECTO .....	6
2	INTRODUCCION A LOS PUENTES PEATONALES .....	8
2.1	CLASIFICACIÓN DE LOS PUENTES .....	8
2.2	VENTAJAS DEL EMPLEO DE MATERIALES COMPUESTOS FRENTE AL USO DE LOS MATERIALES CONVENCIONALES EN EL DISEÑO DE PUENTES. ...	10
2.2.1	Introducción a los materiales compuestos en perfiles extruidos .....	13
2.2.2	Introducción a los materiales compuestos con estructura tipo sándwich .....	13
2.3	EJEMPLOS DE PUENTES PEATONALES .....	15
2.3.1	Ejemplos de puentes peatonales en materiales convencionales .....	15
2.3.2	Ejemplos de puentes peatonales en materiales compuestos .....	17
2.4	CARACTERISTICAS DE LOS PUENTES TIPO VIGA .....	22
3	PREDIMENSIONAMIENTO DE LA ESTRUCTURA Y ANÁLISIS PREVIO .....	26
3.1	EMPLAZAMIENTO Y DIMENSIONES DEL PUENTE PEATONAL .....	26
3.2	ACCIONES SOBRE LA ESTRUCTURA .....	29
3.2.1	Estados de carga de un puente peatonal .....	29
3.2.2	Estados de carga considerados en el proyecto .....	30
3.2.3	Valores de cálculo de las acciones .....	43
3.2.4	Acciones fuera del ámbito de aplicación del proyecto .....	44
3.3	REQUERIMIENTOS DE DISEÑO .....	44
3.3.1	Flecha máxima admisible en el puente peatonal .....	44
3.3.2	Criterios de rotura .....	45
4	CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA EN MATERIALES CONVENCIONALES .....	46
4.1	PLANTEAMIENTO DEL ESTUDIO A REALIZAR .....	46
4.1.1	Fundamentos del método de los elementos finitos .....	46
4.2	DESCRIPCIÓN DEL MODELO NUMÉRICO .....	49
4.2.1	Justificación de los elementos seleccionados .....	50
4.2.2	Justificación de los materiales seleccionados .....	51
4.2.3	Modelización de la estructura .....	51
4.3	CRITERIOS DE ACEPTACIÓN Y DE ROTURA .....	53
4.4	CASOS DE CARGA ANALIZADOS .....	54
4.5	CONFIGURACIONES ESTRUCTURALES ANALIZADAS .....	57
4.6	ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA SELECCIONADA .....	61
4.7	CONCLUSIONES DEL CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA EN MATERIALES CONVENCIONALES .....	76
5	CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA EN MATERIALES COMPUESTOS .....	77
5.1	DESCRIPCIÓN DEL MODELO NUMÉRICO .....	77
5.1.1	Justificación de los elementos seleccionados .....	77
5.1.2	Justificación de los materiales seleccionados .....	78
5.1.3	Modelización de la estructura .....	88
5.2	CRITERIOS DE ACEPTACIÓN Y DE ROTURA .....	94
5.3	CASOS DE CARGA ANALIZADOS .....	100
5.4	CONFIGURACIONES ESTRUCTURALES ANALIZADAS .....	104
5.5	ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA SELECCIONADA .....	109

5.6	TABLA COMPARATIVA DE RESULTADOS DE LAS CONFIGURACIONES ANALIZADAS PARA EL PUENTE EN MATERIALES COMPUESTOS.....	117
5.7	CONCLUSIONES DEL CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA EN MATERIALES COMPUESTOS. ....	118
6	ANÁLISIS DE RESULTADOS. ....	119
7	CONCLUSIONES Y TRABAJOS FUTUROS. ....	122
7.1	RESUMEN Y CONCLUSIONES. ....	122
7.2	TRABAJOS FUTUROS. ....	123
8	BIBLIOGRAFÍA Y ENLACES WEB.....	125

# 1 INTRODUCCIÓN

## 1.1 MOTIVACIÓN DEL PROYECTO.

De un tiempo a esta parte, el uso de los materiales compuestos no sólo se encuentra dedicado en exclusiva a aquellas aplicaciones de índole puramente aeronáutica y aeroespacial, sino que cada vez el empleo de este tipo de materiales se amplía más a otras áreas, como es el ámbito deportivo y también en el ámbito de la ingeniería civil y la edificación.

Aunque de manera no muy frecuente, comienzan a diseñarse y a construirse, puentes en materiales compuestos, debido a las buenas propiedades que presentan en lo referente a su alta resistencia a los agentes medioambientales y a su baja densidad frente a los materiales que se han venido usando convencionalmente en las aplicaciones de obra civil. Estas propiedades, hacen que los materiales compuestos resulten ideales, a la hora de realizar el diseño y montaje de un puente.

Uno de los motivos de esto se debe a que los costes de mantenimiento son inferiores que los de un puente en materiales convencionales, por no sufrir los problemas de corrosión que suelen sufrir éstos últimos. Por otro lado, debido a la ligereza que presentan los materiales compuestos, el montaje de los puentes fabricados íntegramente en estos materiales podría llevarse a cabo en menor tiempo, con grúas de menor capacidad de carga, ocasionando previsiblemente menores molestias al tráfico que los que originaría el montaje de un puente en materiales convencionales, que resulta más pesado añadiendo, a su vez en ciertos casos, el inconveniente de necesitar esperar los tiempos de fraguado, como ocurre si el puente es de hormigón.

En la actualidad ya existen puentes, en los que alguna de las partes que lo componen han sido diseñadas y fabricadas en materiales compuestos (como es el caso de los puentes formados por tableros en hormigón que emplean fibra de vidrio como refuerzo en lugar de acero ó los puentes en los que la estructura que soporta al tablero está formada por perfiles en fibra de carbono) y puentes diseñados y fabricados íntegramente en materiales compuestos, aunque el número de este tipo de puentes aún no sea muy elevado, debido a los altos costes de fabricación.

La manera real de comparar las ventajas que ofrecen los materiales compuestos en el diseño de puentes, es comparar desde el punto de vista estructural, el mismo tipo de puente, sometido a los mismos estados de carga, y con la misma configuración, entendiendo por configuración, la posición de los apoyos, la luz del puente, las mismas dimensiones de longitud y anchura de tablero y calcularlo en materiales convencionales y en materiales compuestos.

En el proyecto se compararán las ventajas de los materiales compuestos en la aplicación de un puente peatonal tipo viga. El puente a comparar ya existe fabricado en materiales convencionales, tiene una longitud de 60 metros y 6 metros de anchura de tablero. El puente en materiales compuestos estará formado por vigas constituidas por perfiles de extrusión y el tablero del puente presentará una estructura tipo sándwich, por tener muy buen comportamiento a flexión.

## 1.2 OBJETIVO

El objetivo de este proyecto, es estudiar la viabilidad desde el punto de vista estructural de un puente peatonal tipo viga, fabricado íntegramente en materiales compuestos y compararlo con el mismo puente peatonal ya existente, fabricado en materiales convencionales.

Para llevar a cabo este estudio de viabilidad será necesario inicialmente, definir los estados de carga aplicables al puente que resulten más desfavorables para el cálculo, siempre del lado de la seguridad.

Por desconocerse parte de las dimensiones de la geometría del puente peatonal en materiales convencionales, será necesario realizar un cálculo previo del puente considerando las vigas en acero y el tablero en hormigón, como el ya existente. Tras esto, partiendo de las dimensiones calculadas, se iniciará el cálculo del puente peatonal, realizado íntegramente en materiales compuestos.

Por último, una vez calculada el puente peatonal en materiales compuestos, se podrá analizar si el peso obtenido y el tamaño de la estructura resultante harían viable, desde el punto de vista del cálculo estructural, el diseño del puente peatonal en materiales compuestos.

El análisis de los costes de la fabricación y del mantenimiento entre la solución del puente en materiales convencionales y el puente en materiales compuestos se encuentra fuera del ámbito de aplicación de este proyecto.

## 1.3 ESTRUCTURA DEL PROYECTO

En el capítulo 2, se realiza una clasificación general de los puentes, se describen las ventajas del empleo de los materiales compuestos en el diseño de puentes y se muestran varios ejemplos realizados tanto en materiales convencionales como en materiales compuestos. Por otro lado, dentro de los materiales compuestos, se efectúa una introducción a los perfiles extruidos y a la estructura tipo sándwich, por ser estas configuraciones, las que se emplearán en el diseño de las vigas y en el diseño del tablero respectivamente.

En el capítulo 3, se realiza una descripción de la ubicación y dimensiones del puente peatonal que se va a calcular, se determinan las acciones a considerar actuando sobre la estructura según dicta la normativa, y se describen los requerimientos que debe cumplir el diseño del puente.

El cálculo del puente peatonal en materiales convencionales se aborda en detalle en el capítulo 4, introduciendo el método de los elementos finitos, describiendo el modelo numérico empleado en el cálculo, mostrando las configuraciones estudiadas y por último realizando el análisis de la estructura en materiales convencionales seleccionada.

De la misma manera que se hiciera en el capítulo 4 para el puente peatonal en materiales convencionales, en el capítulo 5, se describen los pasos llevados a cabo para realizar el cálculo del puente peatonal en materiales compuestos, y se analiza la configuración seleccionada que cumple con los requerimientos al diseño.

En el capítulo 6 se analizan los resultados obtenidos para la pasarela calculada en materiales compuestos y para la pasarela calculada en materiales convencionales, desde el punto de vista de peso de la estructura y del tamaño de los perfiles y del tablero.

El resumen y las conclusiones obtenidas y los posibles trabajos futuros a este proyecto, se exponen en el capítulo 7.

Por último, en los anexos, se exponen en detalle, los análisis de sensibilidad de la malla para el cálculo del puente en materiales convencionales y en materiales compuestos, y se muestran para todas las configuraciones de puentes y todos los casos de carga analizados las gráficas con el campo de desplazamientos obtenidos y además para el caso del puente en material convencional se incluye gráficas mostrando el campo tensional sobre el puente peatonal.

## 2 INTRODUCCION A LOS PUENTES PEATONALES

Los puentes peatonales también llamados pasarelas, son un tipo de puente destinado al uso principalmente de peatones, como su nombre indica. En este capítulo se hace una clasificación de los puentes, se definen las partes principales que lo componen, mostrando ejemplos de pasarelas y de puentes fabricados en materiales convencionales y en materiales compuestos, y se analizan las ventajas y los inconvenientes que presenta el empleo de los materiales compuestos en los puentes, introduciendo así las principales características de los materiales compuestos.

### 2.1 CLASIFICACIÓN DE LOS PUENTES

Los puentes pueden clasificarse de acuerdo a diversos conceptos entre los cuales se citan los siguientes:

Según el material con el que se construyen:

- Madera
- Hormigón
- Metálicos
- Materiales compuestos

Según su destino

- Peatonal. Cuando su uso se circunscribe al tráfico de peatones.
- De Carretera: es el más común, se utiliza para el paso de una carretera sobre un curso de agua o el paso sobre otra vía, ó a cierta altura sobre un valle.
- De Ferrocarril: para el paso del ferrocarril.
- Acueducto: para el soporte de tuberías de carga, gas, petróleo, etc.

Según la topología estructural.

- Puentes viga: Están formados fundamentalmente por elementos horizontales (vigas) que se apoyan en sus extremos sobre soportes o pilares. Mientras que la fuerza que se transmite a través de los pilares es vertical y hacia abajo y, por lo tanto, éstos se ven sometidos a esfuerzos de compresión, las vigas o elementos horizontales tienden a flexionarse como consecuencia de las cargas que soportan. El esfuerzo de flexión supone una compresión en la zona superior de las vigas y una tracción en la inferior. Las vigas más comúnmente utilizadas son en forma de I, en forma de caja hueca, etc. Este tipo de puentes se suelen emplear en vanos cortos e intermedios (con hormigón pretensado). Un uso muy típico es en las pasarelas peatonales sobre autopistas.





Figura 1: Ejemplo de puente tipo viga.

- Puentes en arco: son aquellos que presentan los apoyos en los extremos de la luz entre los cuales se halla una estructura con forma de arco, por donde se transmiten las cargas. En ciertas ocasiones el arco es el que soporta el tablero del puente (arco bajo tablero) sobre el que se circula, mediante una serie de soportes auxiliares, mientras que en otras de él es del que pende el tablero (arco sobre tablero) mediante la utilización de tirantes. La sección curvada del puente está siempre sometida a esfuerzos de compresión, igual que los soportes, tanto del arco como los auxiliares que sustentan el tablero. Los tirantes soportan esfuerzos de tracción.



Figura 2: Ejemplo de puente de arco bajo tablero.



Figura 3: Ejemplo de puente de arco bajo tablero.



Figura 4: Ejemplo de puente de arco sobre tablero.



Figura 5: Ejemplo de puente con la estructura por encima de la calzada en algunos sectores, y por debajo de ella en otros.

- Puentes colgantes: están formados por un tablero por el que se circula, que pende, mediante un gran número de tirantes, de dos grandes cables que forman sendas catenarias y que están anclados en los extremos del puente y sujetos por grandes torres de hormigón o acero. Con excepción de las torres o pilares que soportan los grandes cables portantes y que están sometidos a esfuerzos de compresión, los demás elementos del puente, es decir, cables y tirantes, están sometidos a esfuerzos de tracción.



Figura 6: Ejemplo de puente colgante.



Figura 7: Ejemplo de puente colgante.

- Puentes atirantados: están formados por un tablero sujeto por varios tirantes, que siempre trabajan a tracción.



Figura 8: Ejemplo de puente atirantado.



Figura 9: Ejemplo de puente atirantado.

## 2.2 VENTAJAS DEL EMPLEO DE MATERIALES COMPUESTOS FRENTE AL USO DE LOS MATERIALES CONVENCIONALES EN EL DISEÑO DE PUENTES.

En la actualidad, los materiales convencionales como el acero y el hormigón son los materiales por excelencia empleados en el diseño de puentes y pasarelas peatonales, sin embargo, la versatilidad de los materiales compuestos y sus buenas propiedades, han hecho que poco a poco, se empecen a diseñar y a construir estructuras de ingeniería civil, como los puentes, en estos materiales de nueva generación.

Hay que destacar que los materiales compuestos por lo general, se crean a la vez que se forma el producto, por lo que en este sentido se puede emplear un material más concreto para una determinada especificación, que si se empleasen materiales convencionales.

Dentro de las buenas propiedades que presentan los materiales compuestos, las características más relevantes en lo relativo a su empleo en el diseño de puentes y son las siguientes:

➤ Resistencia

Los materiales compuestos son los materiales más efectivos para conseguir alta resistencia mecánica, de esta forma las plataformas de los puentes en materiales compuestos tiene del orden de seis a siete veces la capacidad de carga de una plataforma de hormigón con solamente el 20% de su peso.

➤ Baja densidad

Los materiales compuestos son muy ligeros, debido a que también lo son tanto las fibras como los polímeros empleados como matrices que los forman, por lo que son materiales que proporcionan una buena resistencia por unidad de masa, en muchos casos, mejor que los metales. Esta capacidad de reducción de peso, hace que el uso de los materiales compuestos resulte muy atractivo en el transporte y permita mayor facilidad y rapidez en el montaje de los puentes en materiales compuestos.

➤ Flexibilidad

Esta cualidad permiten que puedan fabricarse en virtualmente cualquier forma que se necesite.

➤ Estabilidad dimensional

En la mayor parte de los casos, presentan un coeficiente de dilatación térmica muy reducido, incluso en condiciones ambientales o mecánicas muy severas, los materiales compuestos mantienen su forma y siguen operando.

➤ Gran capacidad de consolidación de partes

Esta cualidad de los materiales compuestos, permite el ensamblaje de componentes del puente, disminuyendo el número de elementos que lo forman, reduciendo, de esta manera, el número de uniones con la consiguiente rebaja de peso y de coste. La disminución de partes se traduce en, ahorros en el montaje que podría compensar el coste del material.

Por otro lado, el hecho de que los materiales compuestos puedan moldearse en formas complejas, hace que en muchas ocasiones, una sola parte diseñada en materiales compuestos pueda reemplazar a otras muchas partes de materiales metálicos, por ejemplo, que de otra forma, debieran ser ensamblados para lograr la misma función.

➤ Resistencia a la corrosión

Esta propiedad viene determinada por el tipo de matriz que se seleccione en el diseño del material compuesto, de esta manera, se puede llegar a obtener alta resistencia ante cualquier agresivo químico.

Como regla general, los materiales compuestos permiten conseguir estructuras duraderas en el tiempo y que presenten muy bajo mantenimiento en lo relativo a la resistencia a la corrosión.

➤ Resistencia a la intemperie.

Esta propiedad los hace idóneos para la aplicación de un puente peatonal.

➤ Gran variedad de acabados

En muchas ocasiones el componente puede salir del proceso de fabricación con el acabado final, de esta manera, en determinadas aplicaciones se puede evitar la necesidad de pintar el elemento ya que el color puede haber sido incluido durante el proceso de fabricación.

➤ Reducción de costes de mantenimiento.

Esta propiedad viene asociada por la resistencia a fatiga que presentan los materiales compuestos y a la durabilidad en el tiempo ya que como se ha mencionado, estos materiales presentan excelente resistencia a la corrosión lo que puede reducir significativamente el mantenimiento y los costes de reparación. En esencia, la durabilidad de los materiales compuestos no solo mejora los costes de los ciclos de vida sino que extiende la vida útil por sí misma.

De todas las propiedades mencionadas con anterioridad, las que mayor interés presenta a la hora de seleccionar un material compuesto frente a un material convencional, en las aplicaciones estructurales de obra civil, construcción y en los mercados de reparación estructurales, suelen ser, la de reducción de peso, por facilitar el montaje y el transporte de las estructuras hasta el lugar de la instalación y la resistencia a la corrosión y a la intemperie. Este último podría hacer reducir los costes de la materia fabricación del los materiales, al disminuir los costes de mantenimiento que una estructura en materiales convencionales requiere.

Como se ha citado en el primer capítulo, el puente peatonal a calcular en materiales compuestos, estará formada por perfiles de extrusión en la celosía y en las vigas bajo tablero, y el tablero presentará una estructura tipo sándwich. A continuación se definen las principales características de los materiales compuestos de estructura tipo sándwich y de los perfiles extruidos, ya que estas dos configuraciones son las que se emplearán en el cálculo del puente del proyecto.

### 2.2.1 Introducción a los materiales compuestos en perfiles extruidos.

Los extruidos de materiales compuestos son perfiles de sección constante formados por refuerzos de fibras continuas que pasan a través de un baño de resina que impregna a las fibras antes de que las fibras entren en un molde de conformado a temperatura de curado de la fibra. Los perfiles obtiene la forma final al curar con el calor del molde, que hace que la resina solidifique bajo la forma deseada.

Hoy en día existen numerosas empresas encargadas de la fabricación de perfiles extruidos en de materiales compuestos, especialmente en fibra de vidrio. Dichas empresas ofrecen el suministrar los perfiles por si solos o montados según las especificaciones de cada cliente, de esta manera en el mercado se ofrecen compañías que fabrican perfiles estándares, redondos, cuadrados, tubos, etc. pero también formas más complejas diseñadas a la medida de la aplicación, y con los acabados deseados.



Figura 10: Tipos de perfiles en materiales compuestos más comunes.

### 2.2.2 Introducción a los materiales compuestos con estructura tipo sándwich

Las estructuras tipo sándwich en los materiales compuestos se utilizan con gran frecuencia en múltiples aplicaciones. Este tipo de estructura se basa en un núcleo de baja densidad y en dos pieles, una a cada lado del núcleo, formando lo que se denomina laminado sólido, esto es el conjunto de láminas ó capas en las que las fibras embebidas en cada capa pueden tener distintas orientaciones.

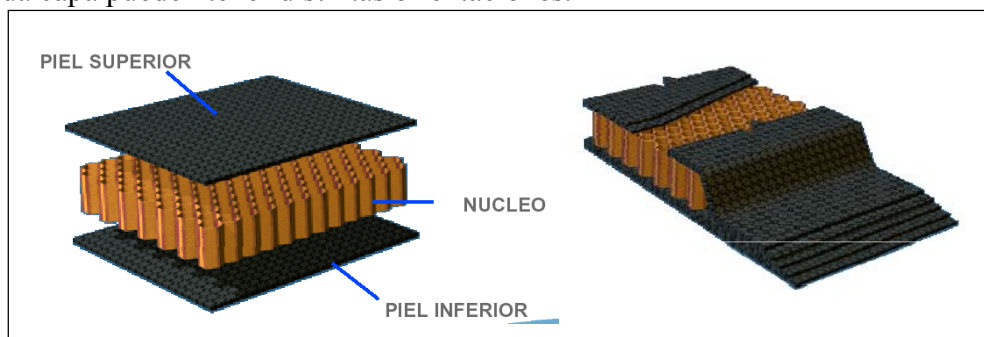


Figura 11: esquema de la estructura tipo sándwich

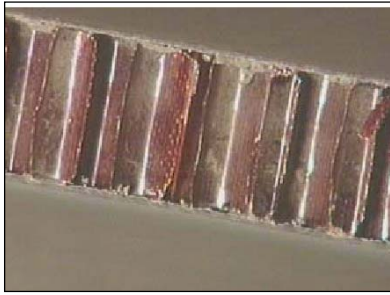


Figura 12: Sección transversal de un material tipo sándwich.

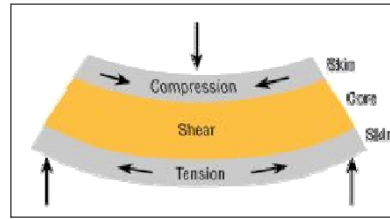


Figura 13: Comportamiento de la estructura tipo sándwich ante una carga puntual.

Las ventajas de las estructuras tipo sándwich son:

- Soportan altas cargas a tracción y a compresión en dirección normal al panel.
- Presentan excelente rigidez y resistencia específica.
- Tienen la mejor relación rigidez / peso.
- Presentan buena rigidez a torsión.
- Excelente capacidad para el aislamiento tanto térmico como acústico.

Existen dos configuraciones de núcleos:

- Núcleos de nido de abeja.
- Núcleos de espuma

Dentro de los núcleos de nido de abeja, se pueden clasificar en función de:

- Su tipo de celdilla ( Hexagonal, rectangular o en seta)
- En función del material ( Metálicos, no metálicos)

En función del material, dentro de los núcleos metálicos, se suele emplear aluminio, acero, titanio y aleaciones de alta resistencia. Los núcleos no metálicos suelen estar fabricados en “papel” de aramida, vidrio, carbono, etc...

Los núcleos más comunes bajo su denominación comercial son:

- Núcleo de Nomex: Fibra de Meta aramida (kevlar) impregnada con resina fenólica.
- Núcleo de fibra de vidrio: Fibra de vidrio impregnada de resina fenólica.

Por otro lado, dentro de los núcleos de espuma cabe destacar el Roacell, cuyas principales ventajas son:

- Son isotrópicos.
- Buena relación entra la rigidez, la resistencia y el peso.
- Buena resistencia al impacto.
- Fácil procesado y recanteado a las dimensiones finales.



- Buen aislamiento térmico y acústico.

Como inconvenientes a los núcleos de espuma, destaca su alto precio, que suelen presentar menor resistencia específica que el Nomex, que pueden presentar problemas debido a la ingestión de agua y que no suelen suministrarlos en espesores mayores de 80mm. Esto último hará que no se puedan emplear los núcleos de espuma en la aplicación del tablero del puente, como se verá más adelante.

## 2.3 EJEMPLOS DE PUENTES PEATONALES.

### 2.3.1 Ejemplos de puentes peatonales en materiales convencionales

A continuación se muestran algunos ejemplos de puentes peatonales, fabricados en materiales convencionales pero que resultan innovadores por su diseño estético tan alejado del concepto que se tenía tradicionalmente de puente peatonal construido en madera ó en acero.



Figura 14: Ejemplo de un puente peatonal común

### Puente de la Barqueta(Sevilla-1989)



Figura 15: Imagen del puente de la Barqueta (Sevilla)

Tipo de estructura: Puente en arco, armadura del tablero suspendida, pasarela.

Función: Pasarela peatonal.

Localización: Sevilla (sobre el río Guadalquivir).

Construido: 1989

Materiales: Acero y hormigón reforzado.

Luz Principal: 165 m

Anchura del tablero : 30 m

Altura del tablero: 3m

*Pasarela Campo Volantín (Bilbao-1994)*



Figura 16: Imagen de la pasarela Campo Volantín (Bilbao)



Figura 17: Vista del tablero de la pasarela



Figura 18: Vista de las vigas bajo el tablero de la pasarela Campo Volantín (Bilbao)

Tipo de estructura: Puente en arco, tablero colgante.

Función: Puente peatonal (pasarela).

Localización: Bilbao (sobre la ría de Bilbao).

Construido: 1994

Datos técnicos:

Materiales: Acero

Dimensiones:

Longitud total: 75 m

Vano principal: 75 m

Altura del Arco: 15.3m

*Pasarela La Devesa ( Cataluña-1991)*



Figura 19: Vista de la pasarela La Devesa (Ripoll)



Figura 20: Vista del tablero de la pasarela.



Tipo de estructura: Puente en arco  
Función: Puente peatonal (pasarela).  
Localización: Ripoll-Cataluña (sobre el río Ter).  
Construido: 1989-1991

Datos técnicos

Materiales: Acero

Dimensiones

Longitud total: 65 m  
Luz principal: 44 m  
Altura del Arco: 6.5m

### 2.3.2 Ejemplos de puentes peatonales en materiales compuestos

Ya se ha descrito como, debido a las buenas propiedades mecánicas y de resistencia a los agentes externos que ofrecen los materiales compuestos hace que, desde un punto de vista técnico ingenieril, el empleo de estos nuevos materiales sea una buena alternativa al uso de los materiales convencionales en el diseño de nuevos puentes. A continuación se citan algunos ejemplos de pasarelas peatonales y puentes existentes, en los que algún elemento del puente ó el diseño íntegro del puente se ha realizado en materiales compuestos.

**Puente Fiberline - Kolding (Dinamarca - 1997)**

Puente de uso principalmente peatonal, aunque también es utilizado por ciclistas y motoristas, para cruzar una de las líneas férreas más transitadas en la ciudad de Holding (Dinamarca).

El puente mide 40 metros de longitud y 3 metros de ancho, la estructura se basa en perfiles extruidos en polímero reforzado con fibra de vidrio y casi todos los componentes del puente, a excepción de los elementos de unión como son los bulones y las abrazaderas son de material compuesto.



Figura 21: Imagen del puente fabricado en materiales compuestos (Kolding- Dinamarca)

Debido a que el puente se dimensionó para soportar una carga de  $500 \text{ Kg/m}^2$ , la estructura puede soportar el paso de vehículos quitanieves que pesen hasta  $5000 \text{ Kg}$ ,

pero aún siendo capaz de resistir este tipo de vehículos, el tablero del puente pesa 12000Kg (si esta plataforma fuese de acero su peso sería de 28000Kg, si fuese de hormigón pesaría hasta 90000 Kg). El bajo peso del puente fabricado en material compuesto, permite que pueda ser levantado fácilmente en 18 horas nocturnas, lo que minimiza las molestias al tráfico ferroviario. Por otro lado, debido a la superior durabilidad de los materiales compuestos, se espera que durante los próximos 50 años de vida del puente, solamente tenga un mantenimiento estético, ya que los materiales compuestos no se agrietan como el hormigón durante los ciclos de baja temperatura y no se corroen como el metal en el ambiente húmedo corrosivo y marítimo que rodea a la ciudad de Kolding.

### **Sub-estructura y Plataforma de Puente- Universidad de West Virginia (USA)**

Si bien no en toda su totalidad, ciertas partes de uno de los puentes de la universidad de West Virginia, en Estados Unidos se realizaron en materiales compuestos, dichas partes fueron, la plataforma, largueros, pilotes y pequeñas columnas.

El motivo del empleo de materiales compuestos fue que éstos, no se corroen como el metal, no se agrietan como el hormigón y no se pudren como la madera, una alta relación resistencia peso se alcanza a través del uso de una sección transversal óptima y con la ingeniería en el uso de materiales compuestos. De esta manera, la plataforma en material compuesto mostrada en la siguiente figura, se montó en 5 horas y media.



Figura 22: Imagen de plataforma de puente fabricada en materiales compuestos (West Virginia- USA)

### **Pasarela de Fibra de Vidrio (Lleida - 2004)**

En esta pasarela situada en Lleida sobre la línea de Ferrocarril de alta velocidad (AVE) Barcelona-Madrid. La estructura de tipo arco de tablero inferior, presenta una luz de 38m y está formada por perfiles extrusionados de fibra de vidrio, siendo este puente el de mayor luz mundial construido en perfiles de producción estandarizada.

Esta pasarela, fue la primera estructura de obra civil en fibra de vidrio, que se llevó a cabo en España. Los accesos se proyectaron en hormigón armado, con una solución que presenta una mínima interferencia visual, cumpliendo los requisitos exigidos por la normativa vigente de accesibilidad.

La solución presenta como ventajas fundamentales, su ligereza, la no-interferencia magnética con la superestructura del ferrocarril y un mínimo coste de mantenimiento frente a una solución convencional en acero u hormigón.

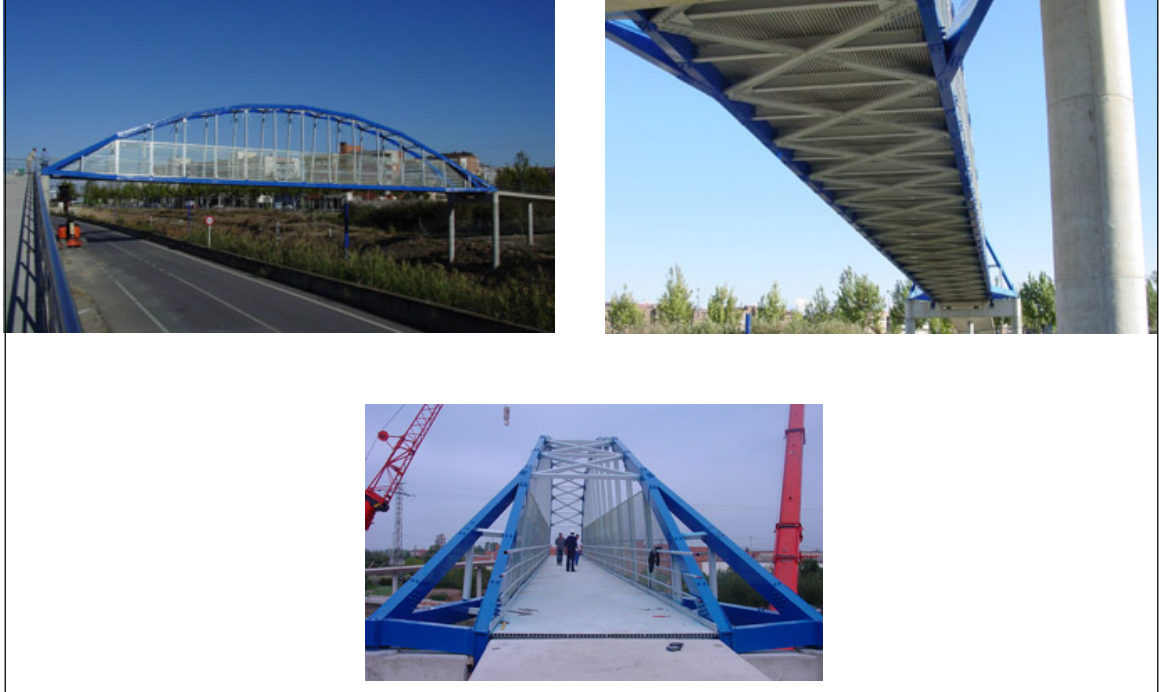


Figura 23: Imagen de la pasarela de Fibra de vidrio sobre la línea del AVE Barcelona-Madrid a su paso por Lleida.

### **Pasarela sobre el río Tay en Aberfeldy (Escocia - 1993)**

Esta pasarela, situada en un campo de Golf en Escocia, cruza el cauce del río Tay, tiene una longitud de 113m, una distancia entre pilas de 63m y una anchura de 2,23m.

Las torres que forman las pilas tienen 17,5m de altura cada una y soportan el tablero del puente con un total de 40 cables atirantados, según Figura 24, sobre dos planos a lo largo del puente.

El tablero y las torres-pilas del puente fueron fabricados en GRP ( Glass reinforced plastic) Plástico reforzado con fibra de vidrio y los cables atirantados fueron fabricados en fibra de kevlar con aramida, los únicos elementos donde se emplearon materiales convencionales, acero y hormigón, fueron en los elementos de unión entre los cables atirantados y el tablero y en los cimientos del puente.

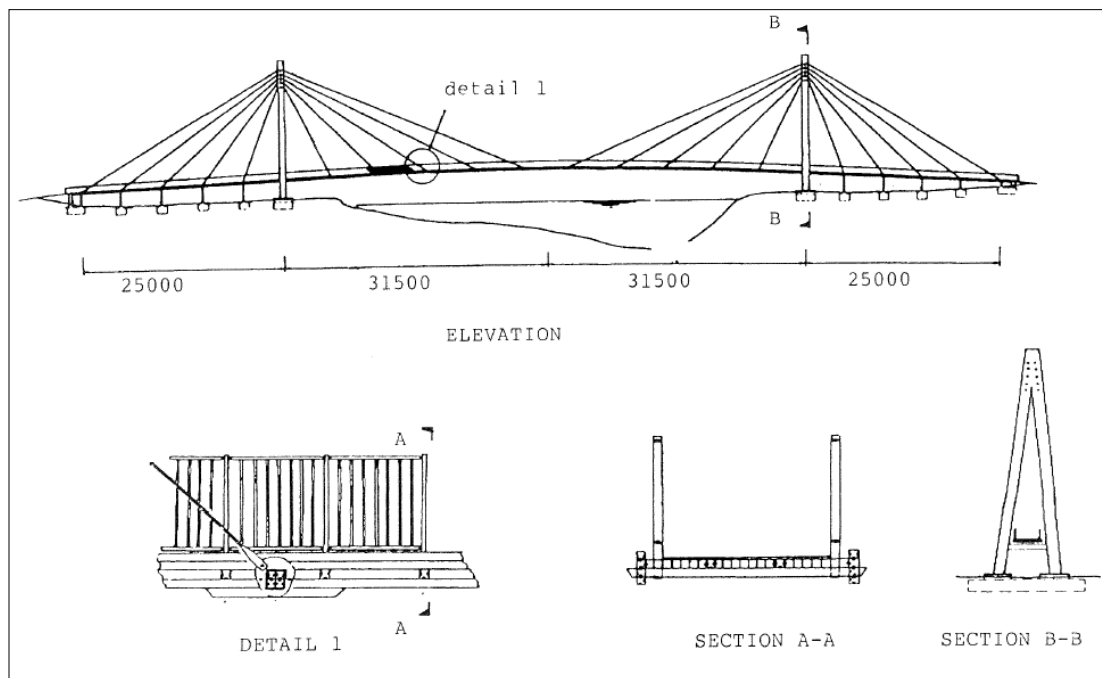


Figura 24: Esquema y dimensiones principales de la pasarela en material compuesto en Aberfeldy



Figura 25: Esquema y dimensiones principales de la pasarela en material compuesto en Aberfeldy

### **Puente sobre la autopista M6 (Inglaterra - 2006)**

Este puente situado en el condado de Lancashire, sobre la autopista M6 entre las salidas 32 y 33, fue considerado el primer puente fabricado en plástico reforzado incorporado a la red de carreteras en Inglaterra. Formado por perfiles triangulares fabricados por extrusión, hechos de polímero reforzados con fibra de vidrio y fibra de carbono.

Este puente es dos terceras partes más ligero que si fuera totalmente de hormigón por lo que los elementos que lo forman fueron montados junto al lugar de ejecución de la obra y una vez ensamblados fueron montados en su posición con la ayuda de una grúa, siendo más rápido su instalación, tratando de minimizar así los inconvenientes para el

tráfico y reduciendo significativamente la molestia que significaría el tener que cortar la autopista.

Por otro lado, aún siendo más ligero que un puente en materiales convencionales, es casi el doble de resistente, es capaz de soportar 40 toneladas de peso y presenta menor coste de mantenimiento que un puente normal debido a las propiedades anticorrosión que presente la fibra de vidrio.



Figura 26: Imágenes del puente sobre la autría M6 en Inglaterra.

### **Puente sobre la autopista del Cantábrico ( Asturias )**

Puente en el que las tres vigas longitudinales que soportan el tablero son de material compuesto de fibra de carbono. El bajo peso de esta estructura ligera de 100Kg/m es capaz de soportar el tablero de hormigón de 2500Kg/m y fue fácil y sencillo el montaje; la estructura en material compuesto fue instalada con la ayuda de una grúa de capacidad de 50 toneladas (el equivalente para montar la estructura en hormigón, hubiera precisado de una grúa de 400 toneladas) y llevó 10 horas.



Figura 27: Puente sobre la autría del Cantábrico, con perfiles sobre base del tablero en fibra de carbono.

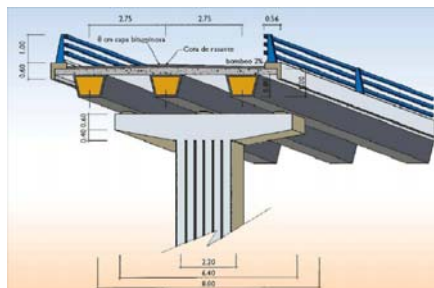


Figura 28: Esquema mostrando los tres perfiles de fibra de carbono que soportan el tablero de Hormigón del puente.





Figura 29: Montaje de las vigas longitudinales de fibra de carbono del puente.

## 2.4 CARACTERÍSTICAS DE LOS PUENTES TIPO VIGA

La característica principal que define el nombre de este tipo de puentes es que están formados fundamentalmente por elementos vigas horizontales que se apoyan en sus extremos sobre soportes o pilares. En el tipo de pasarela a calcular en el proyecto, que es un puente tipo viga con estructura en celosía, la carga fija del peso del pavimento y la carga móvil que atraviesa el puente se transmiten por medio de las viguetas transversales del tablero directamente a las conexiones de los elementos de estructura de la celosía. En las diversas configuraciones triangulares creadas por el diseñador, cada elemento queda o en tensión o en compresión, según el patrón de cargas, pero nunca están sometidos a cargas que tiendan a flexionarlos.

Existen múltiples maneras de diseñar, la triangulación de los perfiles que forman parte de la celosía, de esta manera, en función del tipo de configuración seleccionada las celosías adoptan un nombre u otro, como puede apreciarse en la siguiente figura, donde se muestran ejemplos típicos:

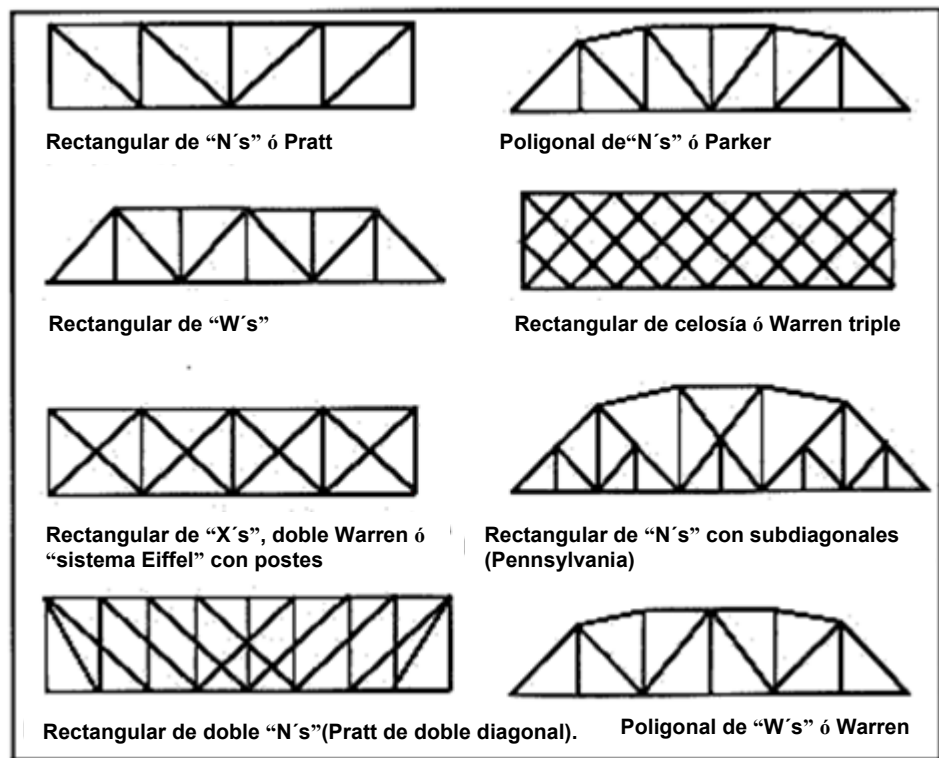


Figura 30: Configuraciones de celosías más comunes.

Las celosías de tipo Pratt y Warren, son las más utilizadas en puentes de acero de tramos cortos, en aquellos de tramos largos se suelen emplear más comúnmente la armadura Parker de cordón superior curvo, y para los puentes de vanos largos y viga de celosía sencilla se suelen utilizar estructuras co entrepaños subdivididos, como la armadura Warren. En las configuraciones de celosía tipo Petit y en la tipo Warren subdividida, los perfiles verticales cortos se suelen prolongar hasta el cordón superior para servirle de soporte.

Las celosías empleadas para vanos largos suelen estar subdivididas de forma que la longitud de los largueros no sea excesiva; a medida que aumenta la anchura del vano, debe hacerlo la altura de la armadura para evitar flexiones excesivas.



Figura 31: Vista del tablero y vigas de las celosías laterales de un puente sin pavimento.

Los elementos de las primeras celosías metálicas (del siglo XIX) se unían por medio de pasadores, pero pronto estos dieron paso a las conexiones a base de placas y roblones.

A cada placa se fijaban todos los elementos de una junta. También se pueden unir los elementos de la celosía por medio de soldaduras, como en el ejemplo de la celosía del puente peatonal del proyecto.

Básicamente los puentes se dividen en dos partes principales: la superestructura, o conjunto de los tramos que salvan los vanos situados entre los soportes, y la infraestructura, formada por los cimientos, los estribos y las pilas que soportan los tramos.

Los estribos, van situados en los extremos del puente y sostienen los terraplenes que conducen a él, a veces son remplazados por pilares que permiten el desplazamiento del suelo en su alrededor. Las pilas son los apoyos intermedios de los puentes de dos o más tramos, el puente peatonal del proyecto se apoya sobre dos pilas de hormigón; los cimientos están formados por las rocas, terreno o pilotes que soportan el peso de estribos y pilas.

Cada tramo del puente consta de una o varias celosías de apoyo, de un tablero y los arriostrados laterales, de esta manera, las cargas se transmiten desde el tablero, que soporta las cargas dinámicas, el tráfico, que a través de la estructura en celosía transmite sus cargas por tracción ó compresión a los estribos y pilas, que a su vez las hacen llegar a los cimientos, donde la carga se disipa al terreno circundante.

El tablero suele estar compuesto por un piso de planchas, vigas longitudinales o largueros sobre los que se apoya el piso y vigas transversales que soportan a los largueros. En muchos puentes los largueros descansan directamente en las pilas, o en los estribos. Otros modelos carecen de tales miembros y sólo las vigas transversales, muy unidas, soportan al tablero. En una tercera clase de puentes el piso descansa sobre la armadura sin utilizar ni vigas ni largueros.

El arriostrado transmite también a estribos y pilas las tensiones producidas por las fuerzas laterales, como las debidas a los vientos, y las centrífugas, producidas por las cargas dinámicas que pasan por los puentes situados en curvas. En algunas ocasiones se utilizan chapas de refuerzo transversales para aumentar la rigidez de los largueros. Estos refuerzos mantienen la alineación de los largueros durante la construcción y tienden a equilibrar la distribución transversal de las cargas entre los mismos aunque algunos puentes contruidos en hormigón armado no necesitan refuerzos por ir embebidos en el propio material.

En la Figura 32 esquemática se muestra a modo de esquema, las partes principales que forman un puente tipo viga de celosía.



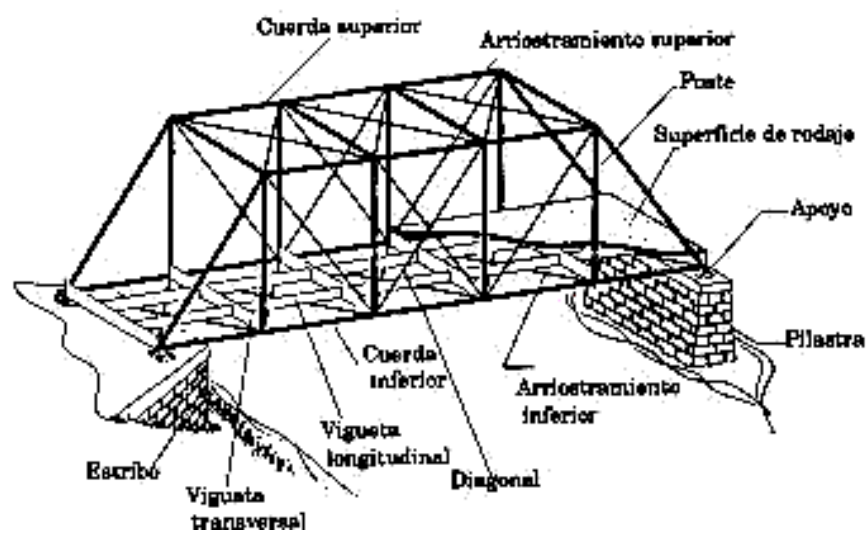


Figura 32: Esquema de las partes de un puente de armadura.

### 3 PREDIMENSIONAMIENTO DE LA ESTRUCTURA Y ANÁLISIS PREVIO.

#### 3.1 EMPLAZAMIENTO Y DIMENSIONES DEL PUENTE PEATONAL.

El puente peatonal objeto de cálculo de este proyecto, es un puente ya existente que se encuentra ubicado en Madrid en el barrio de Las Rosas junto al estadio de La Peineta formando parte del anillo verde ciclista situado en torno a la M40.



Figura 33: Situación de la pasarela peatonal

El puente mide 60 metros de longitud y se encuentra apoyado por medio de dos pilas de hormigón de 10 metros de altura. Presenta dos vanos en sus extremos de 15 metros de luz y un vano central, entre las pilas, de 30 metros de longitud.



Figura 34: Vista general de la pasarela.

El puente peatonal es un puente tipo viga, ya que se encuentra apoyado por dos pilas de hormigón, se compone de perfiles de acero de sección circular hueca que forman parte de la celosía y perfiles con sección en forma de I, también de acero, que soportan el

tablero de hormigón del puente, cuyas dimensiones son 6 metros de anchura por 20 centímetros de espesor.

Este puente peatonal ha sido ideado principalmente para ser empleado por peatones y ciclistas, ya que como se ha dicho, forma parte del anillo verde ciclista, por lo que en principio, su uso está limitado a cualquier tipo de vehículo a motor, sin embargo, si fuera necesario debiera ser capaz de soportar la entrada de algún vehículo en caso de emergencia.



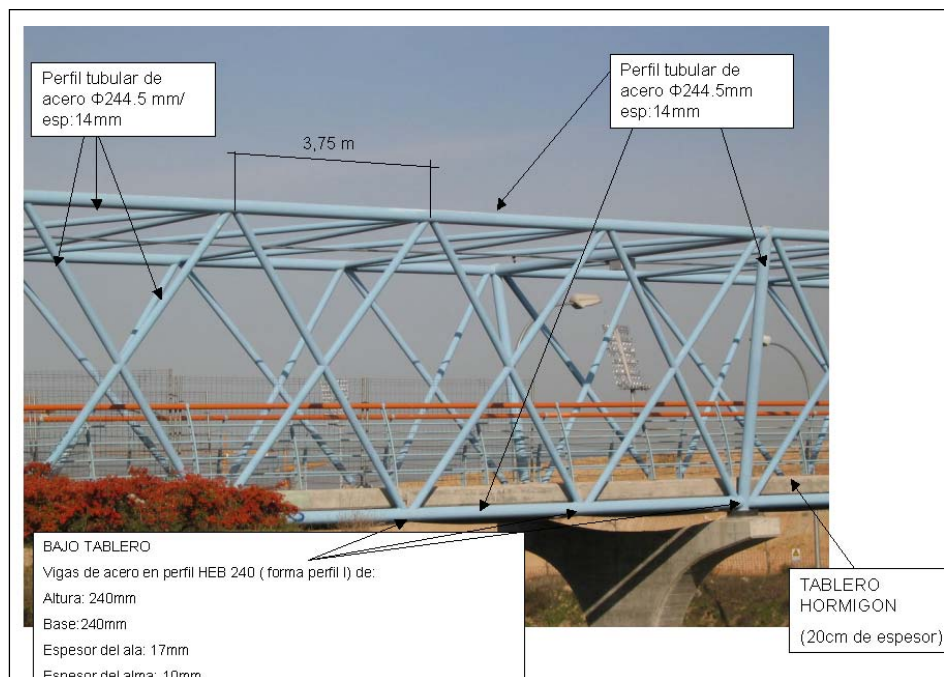
**Figura 35: Vista frontal del puente peatonal**



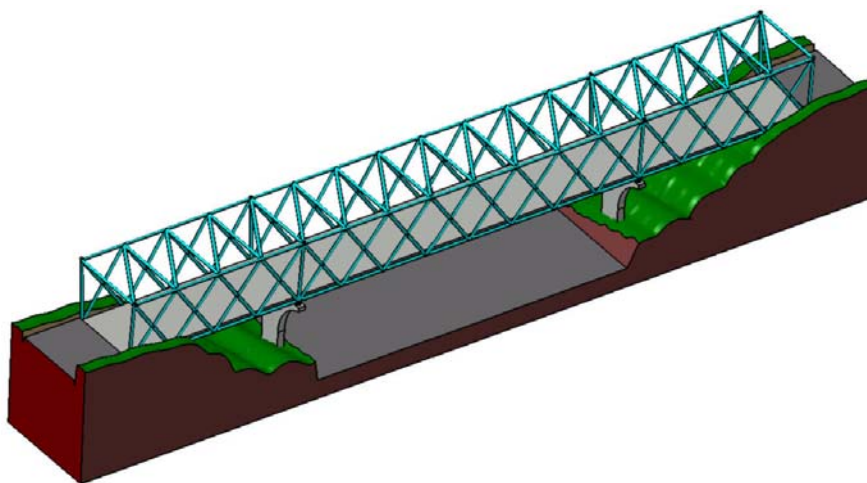
**Figura 36: Vista isométrica de la pasarela.**

Las dimensiones de los elementos de la pasarela se midieron “in situ”, junto al puente, no obstante al estar la estructura formada por perfiles de sección circular hueca, ciertos parámetros de las vigas, como es el espesor de dichos tubos, no eran conocidos de antemano por lo que será necesario su cálculo, como se verá posteriormente.

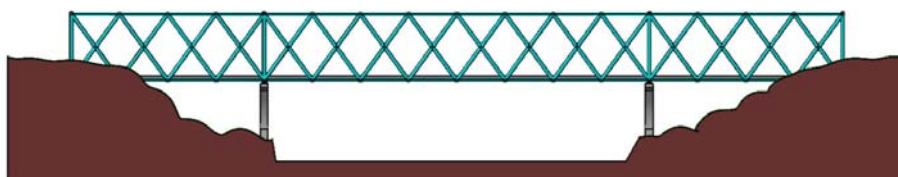
En las figuras adjuntas a continuación, se muestran las dimensiones de los perfiles y del tablero de la estructura real del puente peatonal y la modelización en tres dimensiones realizada a la estructura con ayuda del programa de diseño Catia.



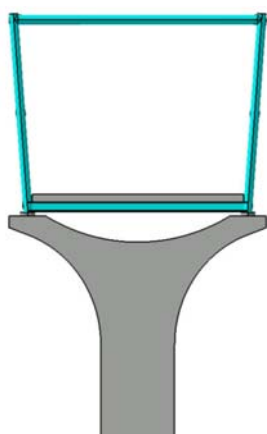
**Figura 37: Dimensiones de los elementos del puente peatonal.**



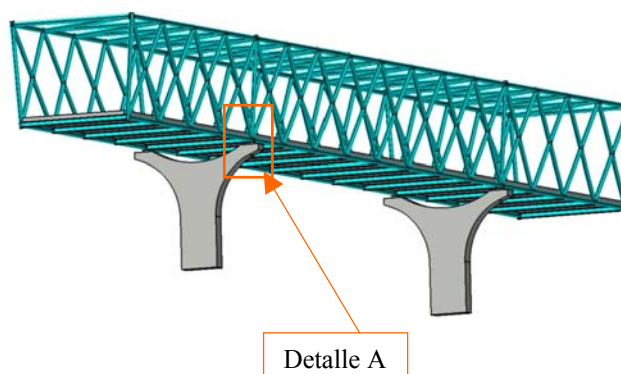
**Figura 38:** Modelización en 3D empleando CATIA: Vista isométrica con representación del terreno sobre el que apoya el puente peatonal.



**Figura 39:** Modelización en 3D empleando CATIA: Vista lateral del puente con representación del terreno.



**Figura 40:** Modelización en 3D empleando CATIA: Vista frontal del extremo del puente.



**Figura 41:** Modelización en 3D empleando CATIA: Vista isométrica mostrando la base del tablero.



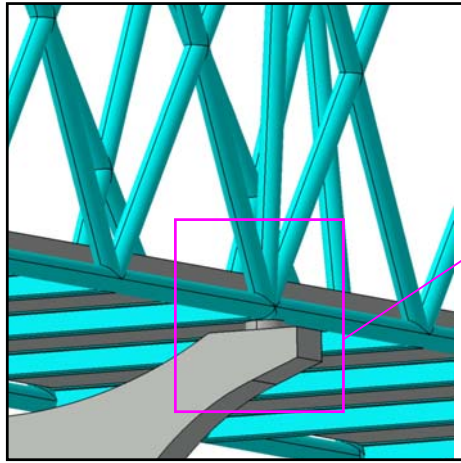


Figura 42: Modelización en 3D empleando CATIA: Detalle A

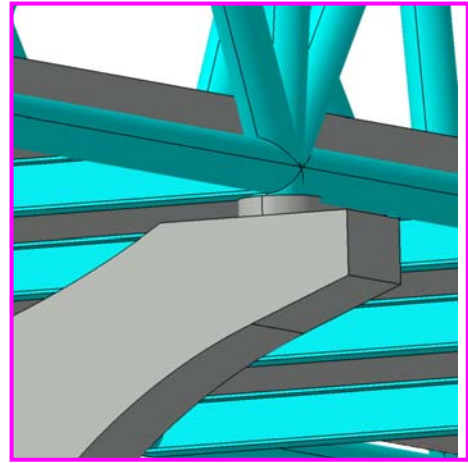


Figura 43: Detalle A del apoyo de la estructura de la base y de las vigas de sección en I bajo el tablero.

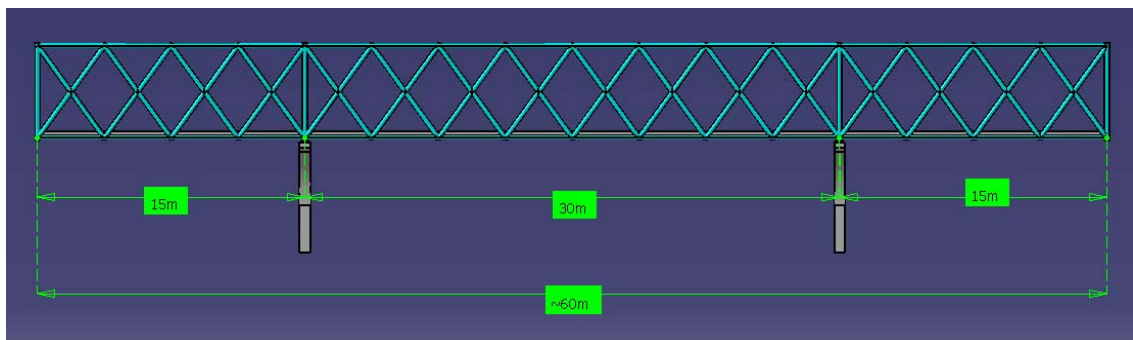


Figura 44: Longitud del puente y longitudes de los vanos entre las pilas.

## 3.2 ACCIONES SOBRE LA ESTRUCTURA.

### 3.2.1 Estados de carga de un puente peatonal.

Los estados de cargas citados a continuación, son los registrados en la “Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP)”

- Acciones permanentes de valor constante (G)
  - Peso propio
  - Cargas muertas
- Acciones permanentes de valor no constante (G\*)
  - Presolicitaciones
    - Pretensado

- Otras presolicitaciones
- Acciones reológicas
  - Fluencia
  - Retracción
- Acciones debidas al terreno
  - Acciones sobre los elementos de la estructura
  - Acciones correspondientes a movimientos del terreno bajo las cimentaciones
- Acciones variables (Q)
  - Sobrecargas de uso
    - Tren de cargas
      1. Componentes verticales
      2. Componentes horizontales
        - a. Frenado y arranque
        - b. Fuerza centrífuga
    - Tren de cargas para fatiga
    - Sobrecarga en terraplenes adyacentes al puente
    - Empuje sobre barandillas
  - Acciones climáticas
    - Viento
    - Nieve
    - Acciones térmicas
  - Sobrecargas debidas al agua
  - Otras sobrecargas en situaciones transitorias
- Acciones accidentales (A)
  - Impactos
    - Impacto de vehículos contra un elemento estructural del puente
    - Impacto lateral contra sistemas de contención de vehículos
    - Impacto de embarcaciones
  - Acciones sísmicas
    - Aceleración de cálculo
    - Espectro de cálculo
    - Métodos de cálculo
    - Acciones en estribos

### 3.2.2 Estados de carga considerados en el proyecto.

Con relación a los estados de carga que dicta la norma IAP (Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera) citados anteriormente, destacar que en la realización de este proyecto se han tenido en cuenta los siguientes estados de carga actuando sobre la estructura:

- Acciones permanentes de valor constante (G)
  - Peso propio
- Acciones variables (Q)
  - Sobrecargas de uso
    - Tren de cargas
      1. Componentes verticales
        - a. Sobrecarga uniforme
        - b. Vehículo pesado.
  - Acciones climáticas
    - Viento
      1. Viento sobre la estructura.
      2. Viento sobre el tablero.
      3. Momento de vuelco.
    - Nieve
- Acciones accidentales
  - Acciones sísmicas.

### **Acciones Permanentes de valor constante (G)**

Son aquellas que actúan en todo momento y son constantes en posición y magnitud. En el proyecto solo se va a considerar como acción permanente, el peso propio del puente correspondiente al peso de sus elementos estructurales.

Acciones permanentes → Peso propio  $\left\{ \begin{array}{l} \text{Peso del Tablero} \\ \text{Peso de la Estructura} \end{array} \right.$

$$Masa\_Tablero = \rho_{TABLERO} \cdot V_{TABLERO}$$

$$Masa\_Estructura = \rho_{ESTRUCT} \cdot V_{ESTRUCT}$$

$$Peso\_Tablero = Masa\_Tablero \cdot g$$

$$Peso\_Estructura = Masa\_Estructura \cdot g$$

g: gravedad

No se han considerado las cargas muertas debidas al peso de los elementos no estructurales que graviten sobre estructurales, tales como: pavimentos de calzada y aceras, dotaciones viales, etc.

### **Acciones Variables (Q)**

Son las acciones externas a la estructura que pueden actuar ó no sobre el puente.  
En el proyecto solo se han considerado las siguientes acciones variables:

#### **Sobrecargas de uso:**

Dentro de este tipo de acciones, en el proyecto solo se considera las sobrecargas de uso verticales. No se consideran las sobrecargas horizontales, ni las cargas a fatiga, ni el posible efecto de los terraplenes adyacentes al puente.

#### **Sobrecargas Verticales**

De esta manera como componentes verticales formando parte del tren de cargas se consideran las siguientes acciones, definidas por la norma, pudiendo actuar de manera simultánea:

**a1)** Una sobrecarga uniforme de  $4\text{kN/m}^2$  extendida sobre toda la plataforma del tablero o en parte de ella, según sea más desfavorable para el elemento en estudio.

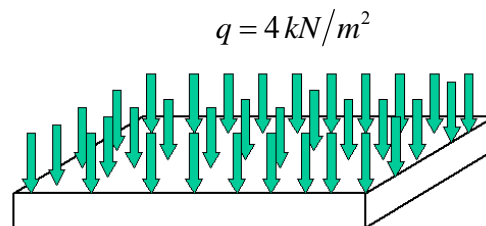


Figura 45: Esquema de sobrecarga uniforme actuando sobre la totalidad del tablero.

**a2)** Por tener el puente peatonal una anchura de plataforma de tablero inferior a 12 metros (la pasarela tiene una anchura de tablero de 6 metros), se considerará la acción de un vehículo pesado de 600 kN, cuyo eje longitudinal, sea paralelo al de la calzada y formado por seis cargas de 100kN.

La separación entre cargas en sentido longitudinal será de un metro y cincuenta centímetros (1,50 m), y en sentido transversal de dos metros (2,00m). La superficie de apoyo sobre la que actuará cada carga será de veinte centímetros (0,20 m), paralelamente al eje del vehículo, por sesenta centímetros (0,60 m) de ancho (ver Figura 46). La posición del vehículo pesado será aquella que resulte más desfavorable para el elemento de estudio.



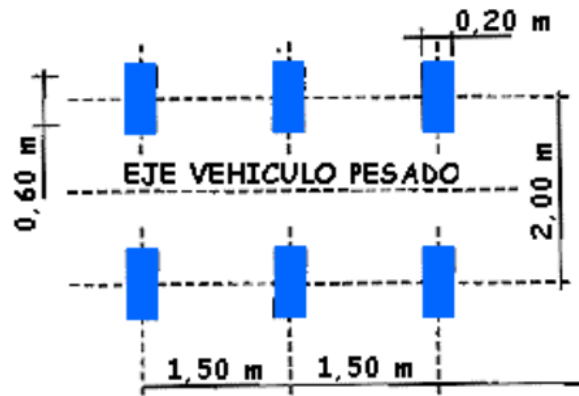


Figura 46: Esquema en planta de un vehículo pesado.

### Acciones climáticas

Dentro de las acciones climáticas, en el presente proyecto se va considerar la acción del viento y de la nieve.

#### Acción debida al viento

A efectos de aplicación de la IAP, la acción del viento podrá asimilarse, en general, a una carga estática. Según esta misma norma, al no presentar el puente peatonal objeto de estudio un vano de luz superior a 100 metros, no se espera que la acción del viento pueda originar fenómenos vibratorios importantes, por lo que no se considerará a la estructura muy flexible.

A continuación, se expone el método seguido, acorde con la Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carreteras (a partir de ahora nos referiremos a esta por las siglas "IAP") para la obtención de la carga estática equivalente a la acción del viento.

#### Velocidad de referencia

Se entiende por velocidad de referencia  $V_{ref}$ , como la velocidad media a lo largo de un periodo de 10 minutos, medida en una zona plana y desprotegida frente al viento equivalente a un entorno de puente tipo II según se define más adelante, y con un periodo de retorno de 50 años.

Al no tener datos específicos de la zona donde se ubica el puente peatonal, se toma para calcular la velocidad de referencia el valor que se deduce del mapa de isotacas de la siguiente figura:

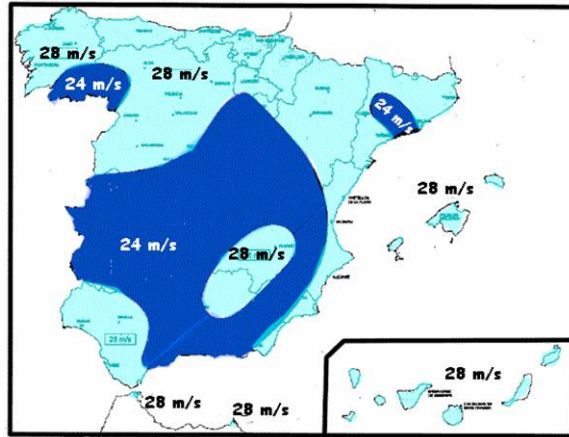


Figura 47: mapa de isotacas para la obtención de la velocidad de referencia del viento (Ref. IAP)

Por lo tanto para el puente peatonal situado en Madrid, la velocidad de referencia acorde con el mapa es de:

$$V_{ref} = 24 \text{ m/s}$$

a) *Velocidad de cálculo*

Se define la velocidad de cálculo,  $V_c$ , como la máxima velocidad de ráfaga que puede afectar al puente en su conjunto o a alguna de sus partes, con el período de retorno correspondiente a la situación de cálculo considerada.

Se obtendrá mediante la expresión:

$$V_c = C_t \cdot C_r \cdot C_z \cdot C_g \cdot V_{ref}$$

Siendo:

$V_c$  = velocidad de cálculo (m/s).

$V_{ref}$  = velocidad de referencia (m/s).

$C_t$  = factor de topografía (se asigna el valor de  $C_t = 1,0$  ya que en la zona donde se encuentra ubicada el puente, no hay encauzamiento del viento por no estar situado en un valle).

$C_r$  = factor de riesgo. El factor de riesgo, permite variar el periodo de retorno de 50 años, adoptado para la definición de velocidad de referencia, al valor más apropiado para la situación de cálculo considerada en el proyecto del puente. A falta de datos más concretos, se considerará un periodo de retorno de 100 años ( $C_r = 1,04$ ) para situaciones persistentes y accidentales.

$C_z$  = Factor de altura. Se calculará en función de la altura  $z$  del punto de aplicación de empuje del viento respecto del terreno, mediante la siguiente expresión:

- $C_z = k_z \ln(z/z_0)$  si  $z > z_{min}$
- $C_z = k_z \ln(z_{min}/z_0)$  si  $z < z_{min}$

En función del tipo de zona, donde se ubicará el puente, la norma especifica los valores para los coeficientes  $k_z$ , la rugosidad  $z_0$  y la altura mínima a considerar  $z_{min}$ .

Los tipos de entornos que define la normativa son los siguientes:

- Tipo I: orilla del mar o de un lago con al menos cinco kilómetros (5km) de superficie de agua del lado de barlovento, o en zona rural plana y sin obstáculos de ningún tipo.
- Tipo II: zona rural con algunos obstáculos aislados, tales como árboles o construcciones de pequeñas dimensiones.
- Tipo III: zona suburbana, forestal o industrial.
- Tipo IV: zona urbana en la que al menos el quince por ciento (15%) de la superficie esté edificada y la altura media de los edificios exceda de quince metros (15 m).

El caso donde se ubica la puente peatonal, corresponde a un entorno tipo III, por ser zona suburbana.

Tipo de entorno	$K_z$	$z_0$ (m)	$z_{min}$ (m)
Tipo I	0,17	0,01	2
Tipo II	0,19	0,05	4
Tipo III	0,22	0,30	8
Tipo IV	0,24	1,00	16

Tabla 1: Valores de los parámetros  $k_z$ ,  $z_0$  y  $z_{min}$  según el tipo de entorno (ENV 1991-2-4)

De esta manera como la altura del puente es de  $z$  es de 10 metros:

$$C_z = 0,22 \cdot \ln\left(\frac{10}{0,30}\right) = 0,77$$

$C_g$  = Factor de ráfaga.

Por ser el puente inferior a los 100 metros de luz, no se la considera especialmente sensible a los efectos dinámicos de las ráfagas. Se aplicará la siguiente ecuación:

$$C_g = [1 + (7 \cdot k_z / (C_z \cdot C_t))]^{\frac{1}{2}} \rightarrow C_z = 1,732$$

Por lo tanto la velocidad de cálculo es:

$$V_c = 33,3 \text{ m/s}$$

### b) Empuje del viento

El empuje producido sobre cualquier elemento del puente se estimará mediante la siguiente expresión:

$$F = C_D \cdot A \cdot \left( \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_c^2 \right)$$

Donde:

- F = empuje horizontal del viento (N).
- $C_D$  = coeficiente de arrastre del elemento considerado
- A = área neta total del elemento expuesta al viento y proyectada sobre un plano normal a éste ( $\text{m}^2$ ).
- $1/2 \rho V_c^2$  = presión básica de cálculo ( $\text{N/m}^2$ ), en la que  $\rho$  es la masa específica del aire ( $1,25 \text{ kg/m}^3$ ) y  $V_c$  la velocidad de cálculo (m/s).

El coeficiente de arrastre viene dado en función de la sección de los perfiles de la estructura (ver Tabla 2):




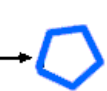



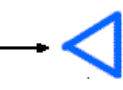


	B/H	<0,25	0,33	0,50	0,67	1,00	1,50	2,00	3,00	>4,00
	$C_D$	2,1	2,2	2,2	2,2	2,0	1,7	1,4	1,2	1,1
	$C_D=1,4$									
	$C_D$									
		Sección circular con superficie lisa y tal que $DVD > 6 \text{ m}^2/\text{s}$ $C_D=0,7$				Sección circular con superficie lisa y tal que $DVD < 6 \text{ m}^2/\text{s}$ $C_D=1,2$				
	$C_D=1,8$		$C_D=1,6$		$C_D=1,4$		$C_D=1,3$			
	$C_D=1,6$		$C_D=2,2$		$C_D=2,2$					

Tabla 2: Coeficientes de arrastre ( $C_D$ ) para las secciones de los perfiles más usuales.

En el proyecto, la estructura de la celosía se compone de perfiles de sección circular hueca por lo que el coeficiente de arrastre es  $C_D = 1,3$ .

De esta manera, al venir determinado el empuje del viento en función de la sección de los perfiles de la estructura empleados y del área expuesta de éstos, el empuje del viento dependerá del dimensionamiento dado para la estructura.

Para estar siempre del lado de la seguridad, no se ha considerado el coeficiente de ocultamiento que la estructura situada a barlovento pudiera ofrecer a la estructura situada por detrás de ésta, en el ámbito de reducción del empuje del viento. De esta manera, en el proyecto, toda la estructura recibe el empuje del viento como si se encontrara situada a barlovento, sin tener ningún elemento que pudiera “protegerla” de la acción del viento.

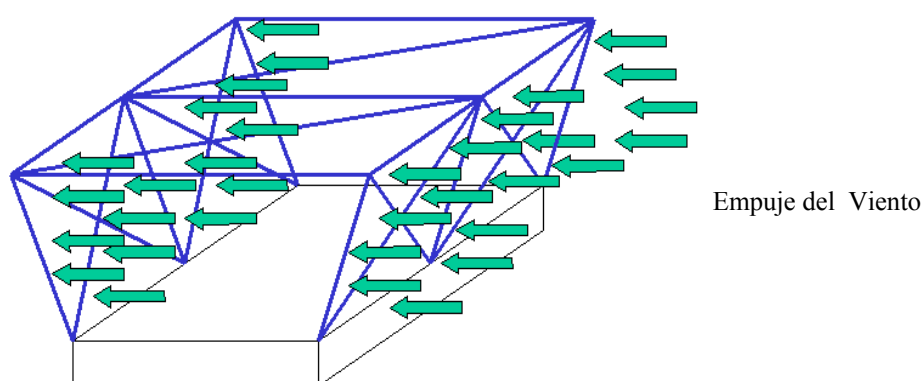


Figura 48: Croquis del empuje de viento sobre los elementos de la estructura.

De acuerdo con la normativa, siempre que el viento actúe simultáneamente con las sobrecargas de uso, se supondrá que la presión básica del viento es el cincuenta por ciento (50%) de la calculada anteriormente; esta reducción será acumulable a la producida al aplicar los coeficientes  $\psi$  que se definirán posteriormente en el apartado de los valores característicos de las acciones, y deberá ser aplicada sobre la longitud ocupada por vehículos que resulte más desfavorable, independientemente de la zona en que se consideren actuando las acciones verticales debidas a la propia sobrecarga de uso.

#### c) *Viento sobre tableros*

- *Empuje transversal sobre el tablero de alma llena*

El coeficiente de arrastre viene determinado por la siguiente expresión:

$$C_D = 2,5 \cdot 0,3 \cdot (B/h_{eq})$$

Donde B es la anchura del tablero y  $h_{eq}$  es la altura equivalente del tablero. Con este coeficiente de arrastre, calculamos el empuje del viento de acuerdo a la siguiente expresión:

$$F = C_D \cdot A \left( \frac{1}{2} \rho \cdot V_c^2 \right)$$

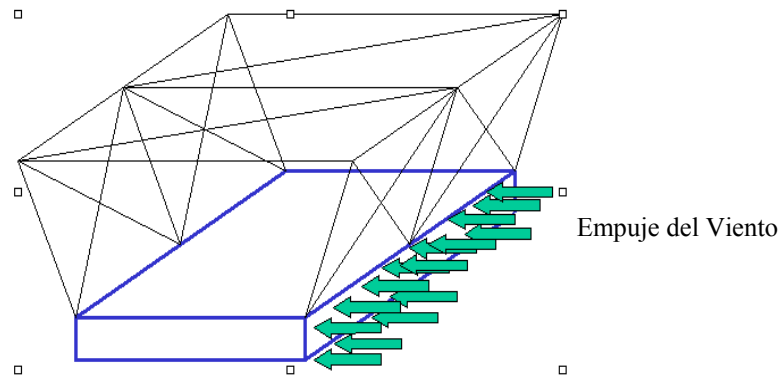


Figura 49: Croquis del empuje transversal del viento sobre el tablero de alma llena.

- *Empuje vertical sobre el tablero*

Se considerará un empuje vertical sobre el tablero actuando en el sentido más desfavorable, de valor:

$$F = 0,5 \cdot A' \left( \frac{1}{2} \rho \cdot V_c^2 \right)$$

donde:

- $F$  = empuje vertical del viento (N).
- $A'$  = área en planta del tablero ( $m^2$ ).
- $1/2 \rho V_c^2$  = presión básica de cálculo definida en el apartado c) de empuje del viento ( $N/m^2$ ).

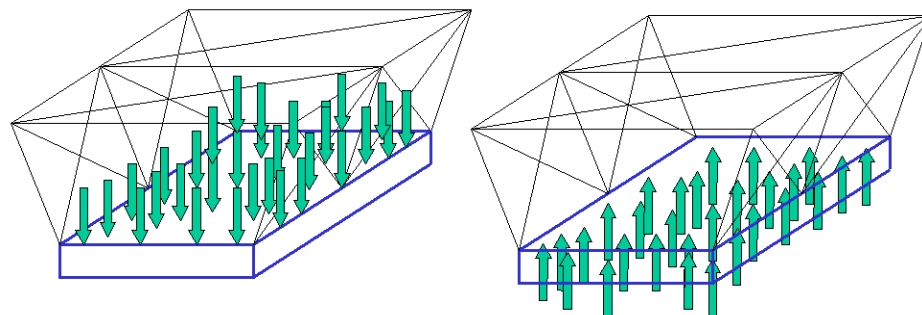


Figura 50: Croquis del empuje vertical del viento sobre el tablero de alma llena.

- *Momento de vuelco sobre el tablero.*

Al no tener datos más precisos se supondrá de acuerdo con lo que dicta la normativa que:

- El empuje horizontal está aplicado a una distancia de en el caso de tableros de alma llena, puede estimarse en una distancia respecto a la base igual al sesenta por ciento (60%) de la altura equivalente  $h_{eq}$  definida anteriormente.
- El empuje vertical está aplicado a una distancia del borde de barlovento igual a un cuarto ( $1/4$ ) de la anchura total del tablero.

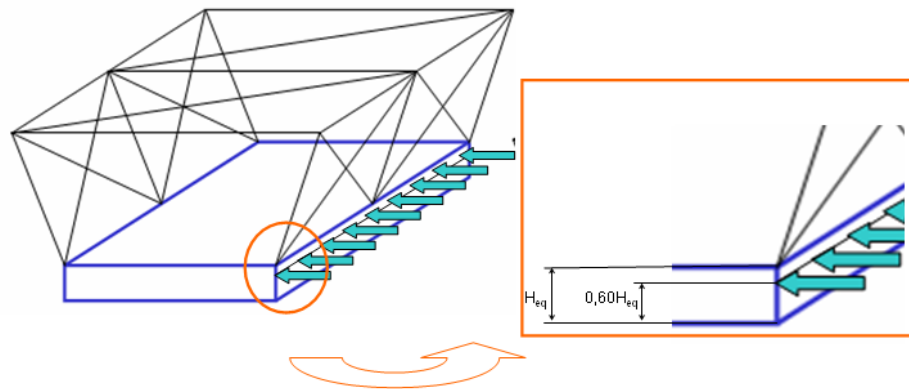


Figura 51: Croquis del momento de vuelco ejercido por el empuje horizontal del viento sobre el tablero.

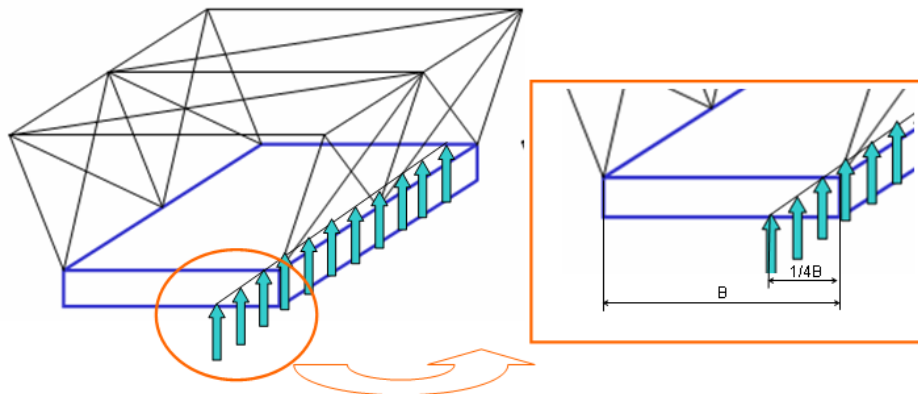


Figura 52: Croquis del momento de vuelco ejercido por el empuje vertical del viento sobre el tablero.

- *Viento longitudinal*

La carga producida por un viento paralelo al eje del puente, se calculará como una fracción del empuje que produciría la misma presión básica si se aplicara en la dirección transversal para todos los elementos de desarrollo longitudinal (tablero, barreras y barandillas). Esta fracción será de un 25% por ser el tablero objeto de estudio de alma llena.

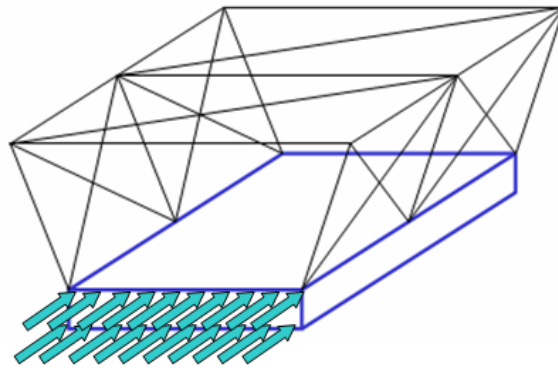


Figura 53: Croquis del viento longitudinal actuando sobre el tablero.

#### Acción debida a la nieve

A efectos de aplicación de acuerdo con la normativa, se supondrá actuando una sobrecarga de nieve en todas aquellas superficies del tablero sobre las que no se ha considerado la actuación de la sobrecarga de uso.

Para ser más conservativos y simplificar el cálculo, se considerará la acción de la nieve actuando sobre toda la superficie del tablero, independientemente de si de manera adicional se considera en una determinada zona del tablero la acción de la sobrecarga de uso.

Para la determinación del valor de la sobrecarga de nieve sobre el tablero del puente, atendiendo al mapa de la Figura 54, se ha dividido España en cuatro zonas climáticas donde se indican los valores característicos de la sobrecarga de nieve sobre un terreno horizontal para cada una de estas zonas climáticas en función de la altitud del terreno.



Figura 54: Mapa para la determinación de la sobrecarga de nieve.



Altitud (m)	Zona I Norte-Atlántica	Zona II Norte-Mediterránea e Islas Baleares	Zona III Sur-Peninsular, Ceuta y Melilla	Zona IV Penibética e Islas Canarias
2000	7.4	6.2	4.8	4.8
1900	6.3	5.6	4.1	4.1
1800	5.3	5.0	3.5	3.5
1700	4.5	4.5	3.0	3.0
1600	3.8	4.0	2.6	2.6
1500	3.2	3.6	2.2	2.2
1400	2.2	2.6	1.6	1.6
1300	1.9	2.4	1.4	1.4
1200	1.8	2.1	1.2	1.2
1100	1.6	1.9	1.0	1.0
1000	1.1	1.7	0.9	0.9
900	0.7	1.1	0.6	0.4*
800	0.6	1.0	0.5	0.4*
700	0.5	0.7	0.4*	0.4*
600	0.4*	0.6	0.4*	0.4*
500	0.4*	0.6	0.4*	0.4*
400	0.4*	0.5	0.4*	0.4*
0-200	0.4*	0.4*	0.4*	0.4*

Tabla 3: Valores característicos de la sobrecarga de nieve sobre un terreno horizontal ( $S_k$  en  $\text{kN/m}^2$ )

El puente peatonal se encuentra ubicado en la ciudad de Madrid, por lo que se encuentra en Zona de nieve III del mapa de la Figura 54 y se encuentra a una altura de 600 metros sobre el nivel del mar, por lo que el valor de  $S_k$  es de  $0,4 \text{ kN/m}^2$ .

Por lo tanto la sobrecarga de nieve sobre la superficie del tablero es, de acuerdo con la normativa:

$$q = 0,8 \cdot s_k$$

siendo:

$s_k$  = sobrecarga característica de nieve sobre un terreno horizontal (Tabla 3).

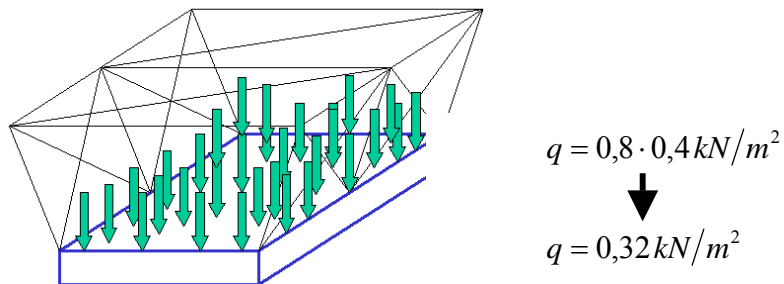


Figura 55: Croquis de la carga de nieve actuando sobre el puente.

### Acciones accidentales (A)

#### Acciones Sísmicas

Según la normativa, sólo se considerarán las acciones sísmicas cuando el valor de la aceleración de cálculo sea igual ó superior a seis centésimas de la gravedad “g” ( $>0,06g$ ).

#### Aceleración de cálculo

$$a_c = \gamma_i \cdot a_b$$

Donde:

$a_b$ : Aceleración sísmica básica

$\gamma_i$ : Coeficiente de nivel de daño

Según el mapa de zonificación sísmica, mostrado en la Figura 56, la zona de Madrid donde está ubicada el puente peatonal presenta un valor de aceleración sísmica básica de  $a_b=0,04$ .

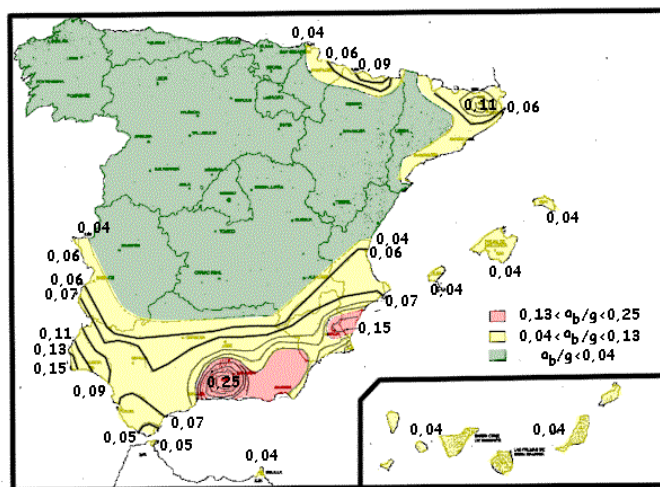


Figura 56: Mapa mostrando la aceleración sísmica en el territorio español.

Por otro lado, el coeficiente de nivel de daño para el puente, por ser considerado un puente de importancia normal, será igual a la unidad: ( $\gamma_i=1$ ).

De este modo se obtiene la siguiente aceleración de cálculo:

$a_c = \gamma_i \cdot a_b \Rightarrow a_c = 1 \cdot 0,04 = 0,04 < 0,06g \Rightarrow$  No se considera en el cálculo del puente, los efectos sísmicos.

### 3.2.3 Valores de cálculo de las acciones.

#### Estados límite últimos

Para los coeficientes parciales de seguridad ( $\gamma$ ), se adoptarán los valores básicos recogidos en la siguiente tabla:

Tipo de acción	Efecto favorable	Efecto desfavorable
Permanente (G)	$\gamma_G=1,0$	$\gamma_G=1,35$
Variable (Q)	$\gamma_Q=1,0$	$\gamma_Q=1,50$

Tabla 4: Valores de los coeficientes parciales de seguridad  $\gamma$

#### Combinación de acciones

Las hipótesis de carga a considerar se formarán combinando los valores de cálculo de las acciones cuya actuación pueda ser simultánea según los criterios generales que se indican a continuación:

#### Para las situaciones persistentes o transitorias

Las combinaciones de las distintas acciones consideradas bajo esta situación, a excepción de las cargas para fatiga, se realizarán de acuerdo al siguiente criterio:

$$\sum_{i \geq 1} \gamma_{G,i} \cdot G_{k,i} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Donde:

- $G_{k,i}$ = Valor representativo de cada acción permanente.
- $Q_{k,1}$ = Valor característico de la acción variable dominante.
- $\Psi_{0,i} Q_{k,i}$ = Valores de combinación de las acciones variables que actúan a la vez que la acción dominante.

Acorde a la norma IAP, se debe tener en cuenta lo siguiente:

- Si la acción de la sobrecarga de uso es considerada como dominante, se tomará ésta con su valor representativo y la acción del viento con su valor determinado de la acción del viento, aplicándose además los coeficientes  $\Psi_i$ .
- Si la acción del viento es considerada como dominante, se tomará ésta con su valor representativo y no se considerará la actuación simultánea de la acción de la sobrecarga de uso.

### 3.2.4 Acciones fuera del ámbito de aplicación del proyecto.

Hay acciones, que no se han considerado en el cálculo del puente peatonal en este proyecto y que sin embargo, si vienen registradas en la norma IAP. Entre dichas acciones destacan, los fenómenos de fluencia y retracción de la estructura, las presolicitaciones sobre la estructura, como es el caso del pretensado en el hormigón armado, las acciones que ejerce el terreno sobre la estructura, la fatiga del puente, las acciones térmicas, y las vibraciones.

El motivo de no considerar estas acciones, que en un proyecto real sería impensable no aplicar, es tratar de no extender sobremanera este proyecto fin de carrera, cuando el objetivo del mismo es realizar una comparativa en el cálculo de un puente a efectos de peso, diferenciando entre el puente peatonal diseñado completamente por medio de materiales convencionales y el diseñado íntegramente en materiales compuestos.

## 3.3 REQUERIMIENTOS DE DISEÑO

El puente deberá soportar la combinación de acciones que dicta la IAP (Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera), como ya se ha descrito en los apartados anteriores, pero deberá ser capaz de soportar dichas cargas, sin que ninguno de los componentes que forman el puente rompa ni plastifique y sin sobrepasar unos límites de deformación que vendrán definidos por una flecha máxima admisible en la estructura, como se verá a continuación.

### 3.3.1 Flecha máxima admisible en el puente peatonal.

La flecha máxima admisible en el puente, determinará el máximo grado de deformación que se permite a la estructura. A falta de normativa encontrada para el diseño de puentes al respecto, se ha empleado la norma NH95 para estructuras de acero en la edificación, para limitar los desplazamientos de la pasarela debido a la acción de las cargas.

De esta forma:

$$\frac{Flecha}{Luz} = \frac{1}{500} \quad \text{Criterio de máximo desplazamiento en el tablero.}$$

$$\frac{Flecha}{Luz} = \frac{1}{200} \quad \text{Criterio de máximo desplazamiento en la celosía.}$$

El esquema de la estructura del puente peatonal (pasarela) es:

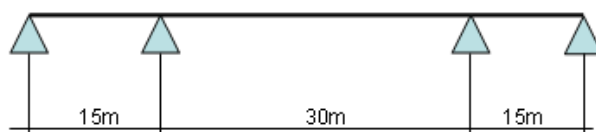


Figura 57: Esquema de la distribución de apoyos en la estructura.

Por lo que para el tramo de quince metros, la flecha máxima admisible será de 0,03m, y para el tramo de treinta metros, la flecha máxima admisible será de 0,06 m.

### **3.3.2 Criterios de rotura.**

Además de determinar una limitación en la deformación sufrida por la estructura cuando esté sometida a la acción de las cargas exteriores, es necesario determinar si la estructura ó alguno de los componentes que la forman, rompen bajo el estado de cargas a los que se encuentra sometido el puente.

De esta manera, y como se desarrollará más adelante en detalle, los criterios de rotura seleccionados para el puente son, el criterio de plasticidad de Von Mises para el puente diseñado en materiales convencionales, y el criterio de rotura de Tsai-Hill para el puente diseñado íntegramente en materiales compuestos.

El criterio de plastificación de Von Mises, determina la máxima tensión  $\sigma$ , que implicaría la plastificación del material, por otro lado el criterio de Tsai-Hill, determina en los materiales compuestos, si alguna de las láminas que forman parte del laminado ha sufrido rotura.

## **4 CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA EN MATERIALES CONVENCIONALES.**

### **4.1 PLANTEAMIENTO DEL ESTUDIO A REALIZAR.**

Se pretende estudiar la viabilidad del uso de los materiales compuestos en el cálculo de una pasarela peatonal, para lo cual se parte de una pasarela ya existente, fabricada en acero y en hormigón, de la cual se desconocen algunas de sus dimensiones, como es el caso del tamaño de los perfiles de sección circular hueca que forman parte de la celosía de la estructura. Esto implica que es necesario calcular la pasarela empleando materiales convencionales y posteriormente calcularla empleando materiales compuestos.

Las acciones externas a las que se someterá a la estructura son aquellas que obedecen a la norma IAP, ó instrucción de las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera, y el cálculo se llevará a cabo empleando el método de los elementos finitos, utilizando en este proyecto el programa de cálculo estructural COSMOS.

La integridad de la estructura cuando sobre ella se apliquen las cargas dictadas por la norma, se medirá en función de la flecha máxima admisible y en función de los criterios de rotura que se describirán más adelante.

A continuación se realiza una breve introducción al fundamento del método de los elementos finitos.

#### **4.1.1 Fundamentos del método de los elementos finitos.**

El método de los elementos finitos, es un método numérico que permite analizar estructuras complejas, con la capacidad de obtener una solución con razonable precisión a aquellos problemas en los cuales la solución no es sencilla de obtener. Son modelos prácticos que aplican la teoría del cálculo estructural mediante un desarrollo matemático complejo, de esta forma permiten el análisis de las estructuras por complicadas que puedan ser sus geometrías ó los estados de carga a los que éstas se encuentren sometidas.

Sin embargo, si la técnica utilizada durante el proceso de modelización de la estructura real, es pobre, la solución obtenida no será precisa de ningún modo, llegando o bien a converger muy despacio, o bien será una solución que diverja de la solución correcta según se vaya refinando el modelo.

De esta manera el método consiste básicamente en separar los sistemas reales en sus componentes individuales ó “elementos”, cuyo comportamiento pueda conocerse sin dificultad y a continuación reconstruir el sistema original para estudiarlo a partir de dichos componentes. De esta forma, la manera de trabajar por el método de los elementos finitos es la siguiente:

- 1) El sistema continuo se divide, mediante líneas, superficies ó volúmenes imaginarios, en un número de “elementos finitos”.

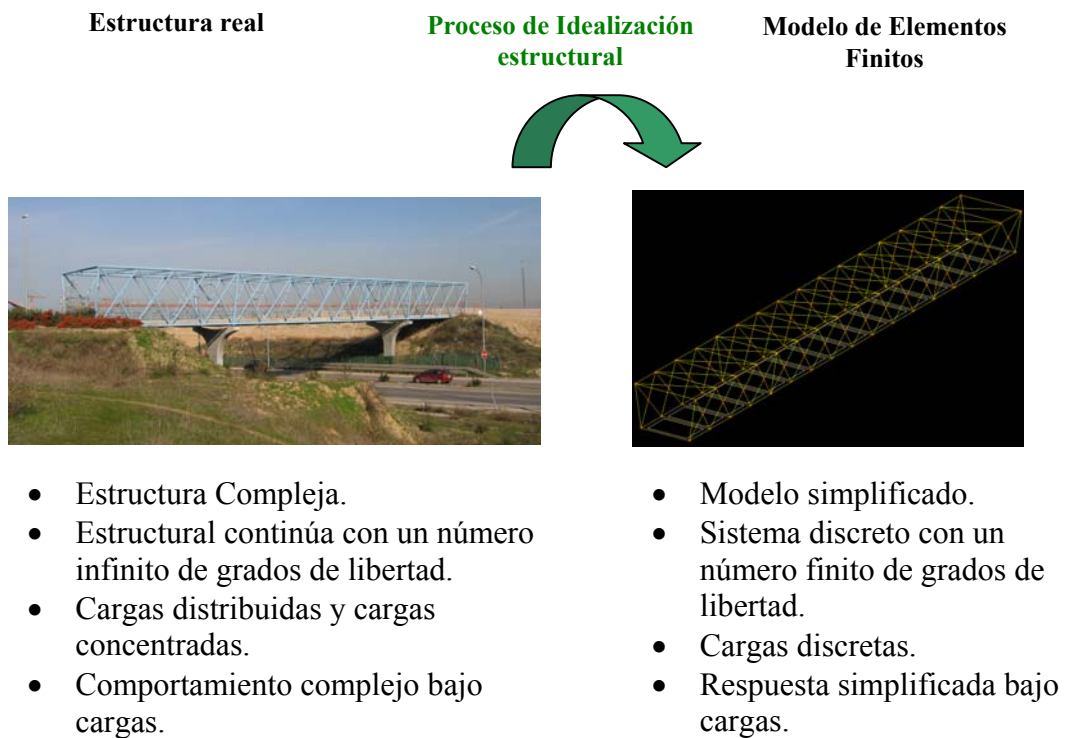
- 2) Se supone que los elementos finitos están conectados entre sí mediante un número discreto de puntos, que vamos a llamar nodos, situados en sus contornos. Los desplazamientos de dichos nodos, serán las incógnitas fundamentales del problema.
- 3) Se seleccionan un conjunto de funciones que definan de manera única el campo de desplazamientos dentro de cada “elemento finito”.
- 4) Estas funciones de desplazamientos definirán de manera única, el estado de deformación dentro del elemento en función de los desplazamientos nodales. Estas deformaciones junto con las deformaciones iniciales y las propiedades constitutivas del material, definirán el estado de tensiones en todo el elemento y por lo tanto, también en su contorno.
- 5) Se determina un sistema de fuerzas concentradas en los nodos, tal que se equilibren las tensiones en el contorno cualesquiera sean las cargas repartidas, resultando así una relación entre las fuerzas y los desplazamientos.

A continuación se describe más en detalle estos pasos:

#### Primera aproximación

En los análisis estructurales por medio de elementos finitos, se idealiza un sistema continuo por un sistema discreto. Este sistema discreto, consiste en un conjunto de elementos que se encuentran conectados entre si por una serie de nodos. Los elementos presentan una respuesta elástica simplificada dentro de su dominio cuando los nodos se desplazan (debido a la aplicación de las cargas), y facilitan una representación simplificada de las propiedades elásticas del sistema real.

El proceso de idealización permite convertir un problema estructural con un número infinito de grados de libertad, en uno con un número finito de manera que se pueda resolver el problema.



#### Segunda aproximación: Aproximación de la solución

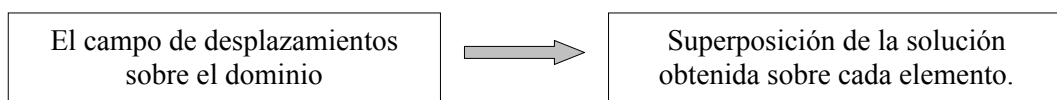
El campo de desplazamientos se aproxima por una combinación lineal de funciones (funciones de forma), asociadas a cada nodo de cada elemento.

Campo de desplazamientos sobre cada elemento.

$$u(x, y, z) = \sum_{i=1}^{MNE} u_i \phi_i$$

Nº nodos del elemento  
 $\phi_i$  : Funciones de forma  
Desplazamientos nodales (incógnitas)

La función de forma de un elemento es una función matemática que permite que los valores de los grados de libertad de los nodos sean calculados para otros puntos en el elemento, de esta manera, la función de forma nos da la distribución de resultados dentro de ese elemento y representa el comportamiento que se ha asumido para dicho elemento.



De esta manera, se selecciona el elemento adecuado en función de la geometría, de función de forma seleccionada y del tipo de problema a resolver (elasticidad plana, tridimensional, barra de nudos rígidos, barra biarticulada, lámina, etc.).



#### Obtención de la solución

- Se expresan todas las variables (esfuerzos, desplazamientos) en función de los desplazamientos (campo aproximado).
- Se obtiene un Sistema de ecuaciones:

$$\text{Para el caso elástico lineal} \quad [K] \cdot [u] = [F]$$

- Se obtienen los desplazamientos nodales  $\rightarrow ([u])$  campo de desplazamientos  $\rightarrow$  Esfuerzos

#### **Factores que intervienen en la exactitud del método**

Los factores fundamentales determinantes de la exactitud del método de cálculo de las estructuras por medio de método de los elementos finitos, se pueden dividir en dos grupos:

a) Factores comunes a todos los métodos de cálculo:

1. Hipótesis sobre la modelización de la estructura.
2. Hipótesis sobre aplicación de las cargas.
3. Hipótesis sobre características del material.
4. Hipótesis sobre la geometría de la estructura y su variación con la aplicación de las cargas. (En muchas ocasiones, para mitigar este problema se emplean métodos no lineales que van modificando la matriz de rigidez con la deformada debido a la aplicación de las cargas).

b) Factores propios del método de los elementos finitos.

5. Tipo de elementos finitos utilizados en la discretización de la estructura real.
6. Tamaño de los elementos finitos empleados y la diferencia de tamaño entre ellos en la malla (la diferencia de tamaños en función de donde se haga mas fina la malla, se debe realizar de una manera paulatina, no brusca).

## **4.2 DESCRIPCIÓN DEL MODELO NUMÉRICO**

Como ya se ha visto con anterioridad, la pasarela es un puente tipo viga, formado por una estructura de perfiles de sección circular hueca soldados entre si formando una celosía y perfiles de sección en I soportando el peso del tablero del puente. La pasarela se encuentra apoyada en sus extremos directamente al terreno y en otros dos puntos a dos pilas situadas a 15 y 45 metros respectivamente de sus extremos.

En este capítulo se describe como se modeliza la estructura, por medio del programa COSMOS de elementos finitos.

#### 4.2.1 Justificación de los elementos seleccionados

El elemento seleccionado para cubrir el comportamiento de las barras del puente, es el elemento BEAM3D que es un elemento uniaxial formado por dos nodos para modelos tridimensionales estructurales.

En los análisis estructurales, se consideran 6 grados de libertad por nodo (tres translaciones y tres rotaciones).

En la Figura 58, se describe la dirección de los ejes principales en el elemento formando un triedro a derechas.

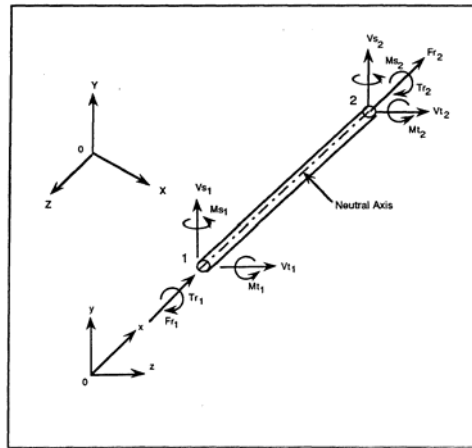
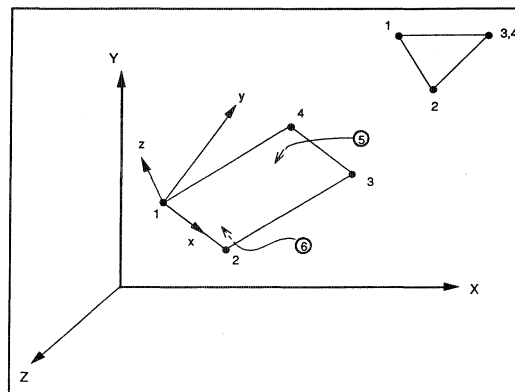


Figura 58: Direcciones de fuerzas y momentos en el Sistema de coordenadas del elemento BEAM3D.

Para realizar el estudio del comportamiento del tablero del puente, se ha seleccionado el elemento SHELL4T empleado para láminas en las que el espesor no se puede considerar despreciable, formado por 4 nodos que forman un cuadrilátero. Este elemento permite realizar análisis no lineales de modelos estructurales tridimensionales. En la Figura 59 se muestra la dirección de los ejes principales en el elemento:



XYZ: Global Cartesian Coordinate System  
xyz: Element Coordinate System  
0: Face Number for Pressure Application  
(positive when applied inward)

Figura 59: Características del elemento SHELL4T.

En la Figura 60: Se representan gráficamente, la dirección de las componentes de fuerzas y momentos por unidad de longitud para el elemento SHELL4T:

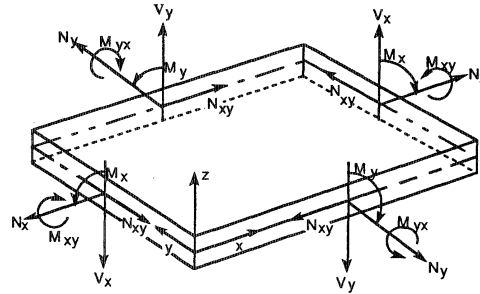


Figura 60: Direcciones de fuerzas y momentos en el Sistema de coordenadas del elemento SHELL4T.

#### 4.2.2 Justificación de los materiales seleccionados.

Para esta parte del proyecto relativa al dimensionamiento del puente peatonal, se han seleccionado los mismos materiales de los que está construida la pasarela peatonal objeto de estudio, esto es, hormigón para el tablero del puente y acero para la estructura de las vigas tanto para las que forman la celosía como para las vigas de sección en I situadas bajo el tablero del puente.

Las propiedades de los materiales seleccionados son las siguientes:

Material de la estructura: ACERO A42:

$$\sigma_e = 260 \text{ MPa}$$

$$E = 210 \text{ GPa}$$

$$G = 0,81 \text{ GPa}$$

$$\gamma = 0,30$$

$$\alpha_t = 1,2 \cdot 10^{-5} \text{ m/m}^\circ \text{C}$$

$$\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3$$

Material del tablero: HORMIGÓN Grupo HII ( H30):

$$\sigma_e = 30 \text{ MPa}$$

$$E = 31 \text{ GPa}$$

$$\gamma = 0,20$$

$$\alpha_t = 1,0 \cdot 10^{-5} \text{ m/m}^\circ \text{C}$$

$$\rho = 2300 \text{ Kg/m}^3$$

#### 4.2.3 Modelización de la estructura

Como se describió en el capítulo 3, el puente peatonal se encuentra apoyado en cada uno de sus extremos directamente al terreno y además se encuentra apoyado por dos pilas de hormigón a unas distancia de 15 y 45 metros respectivamente que le confieren

mayor estabilidad. De esta manera, se han simulado estos cuatro apoyos, como una restricción al movimiento y al giro en las tres direcciones y en los tres ejes para aquellos nodos situados en la base del puente en las cotas:  $Z=0$ ,  $Z=15$ ,  $Z=45$ ,  $Z=60$ , donde el eje  $Z$  y la restricción al movimiento aplicado en el modelo puede apreciarse en la siguiente figura:

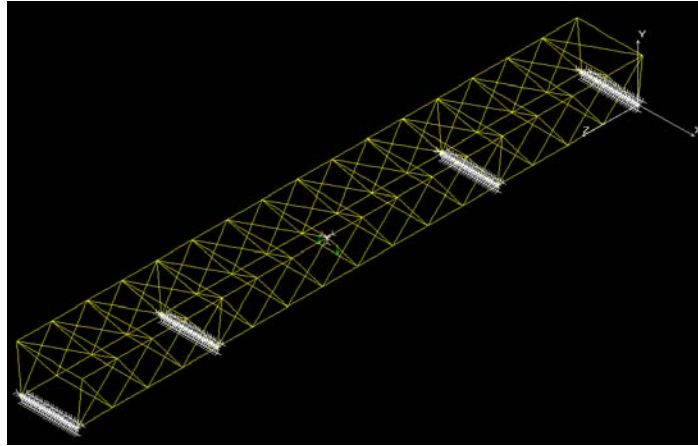


Figura 61: Modelización de los apoyos del puente, como restricciones al movimiento.

#### Dimensiones de partida de la estructura

Para el inicio del cálculo de la estructura se partió de las medidas de los contornos exteriores tomadas directamente de las vigas y el tablero del puente, dichas medidas son las que se describieron en el capítulo 3:

- Espesor del tablero: 200mm
- Diámetro vigas circulares en los montantes y cordones superior e inferior: 200mm
- Espesor vigas circulares en los montantes y cordones superior e inferior: desconocido
- Diámetro vigas circulares situadas en las diagonales: 130mm
- Espesor vigas circulares situadas en las diagonales: desconocido.
- Espesor vigas de sección en I bajo el tablero: 25mm
- Dimensión del ala de las vigas de sección en I bajo el tablero: 300mm
- Dimensión del alma de las vigas de sección en I bajo el tablero: 150mm

#### Restricciones computacionales

Por limitaciones tanto en el alcance del programa Cosmos, la versión empleada del programa en el proyecto es una versión educativa, como debido al tiempo que el ordenador necesita en dar una solución a los cálculos al correr cada una de las iteraciones para cada caso de carga, a la hora de realizar el mallado del modelo por elementos finitos se ha tenido que ajustar a un número de elementos, lo suficientemente grande, como para poder analizar el comportamiento de la estructura en detalle, pero teniendo siempre en cuenta, el no exceder un determinado número de ellos ya que las limitaciones del programa y del tiempo de iteración harían inviable la ejecución de este proyecto en un tiempo razonable.

De esta manera, atendiendo a estas limitaciones, se procedió a realizar un análisis de sensibilidad de la malla, para poder determinar el número óptimo de nodos para la malla. Finalmente, para el cálculo del puente en materiales convencionales, se optó, tras el estudio de sensibilidad, en emplear una malla para el estudio del comportamiento del tablero compuesta de 6332 nodos y 6642 elementos. Para el caso del mallado de las barras, se ha considerado que cada barra es un elemento único.

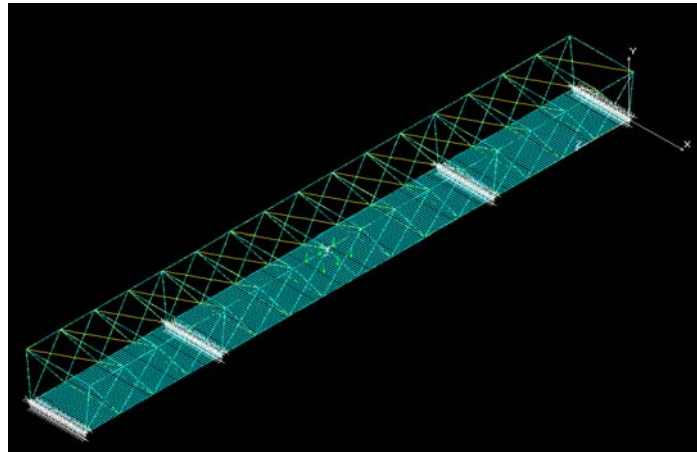


Figura 62: Vista de los elementos que forman el tablero y las barras.

Para obtener información más detallada sobre el análisis de sensibilidad realizado para el cálculo del puente en materiales convencionales, se puede consultar en el anexo A, donde puede encontrarse el análisis de la malla en detalle con cada una de las iteraciones realizadas.

### 4.3 CRITERIOS DE ACEPTACIÓN Y DE ROTURA.

Durante el cálculo de los distintos casos de carga a los que se someterá a la estructura, es necesario imponer unos criterios de aceptación de los resultados obtenidos para dimensionar la estructura, como ya se mostró en el capítulo 3. Se han atendido a dos criterios para dimensionar la estructura:

#### A) Criterio de flecha máxima

Para el caso de los puentes, no existe una norma general básica, como si ocurre con el caso de la edificación. De esta manera, se ha empleado la normativa basada en la edificación, la EA-95 (estructuras de acero en la edificación) y en prontuarios de estructuras para determinar el límite en la flecha a imponer a la estructura.

De esta manera se ha impuesto el siguiente criterio:

$$\frac{Flecha}{Luz} = \frac{1}{500} \quad \text{Para el tablero de hormigón}$$

$$\frac{Flecha}{Luz} = \frac{1}{200} \quad \text{Para los desplazamientos laterales de la celosía}$$

De esta manera, para el caso del tablero de hormigón, para los vanos de 15 metros y 30 metros, los valores de las flechas máximas admisibles corresponden a 30mm y 60mm respectivamente. Para las celosías cuyo perfil tiene una longitud de 3.75 metros la flecha máxima admisible es de 15mm.

#### B) Criterio de plastificación de Von Mises.

Según el cual, el valor de la tensión de plastificación de Von Mises no puede superar el límite elástico del material, ya que esto implicaría que el material ha plastificado.

$$\sigma_{VM} = \sqrt{\frac{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}{2}} \leq S_y$$

De esta manera, para los materiales seleccionados, bajo ningún estado de carga, durante el cálculo, se puede rebasar este valor de tensión, ya que de lo contrario implicaría que uno de los dos materiales ha plastificado, poniendo en riesgo a la estructura.

*Acero : 260MPa*

*Hormigon : 30MPa*

#### **4.4 CASOS DE CARGA ANALIZADOS.**

En el capítulo 3, se expusieron las acciones que según la norma IAP, deben considerarse actuando sobre la estructura para proceder a su cálculo. De esta manera, se han tenido que “traducir” estas acciones a casos de carga para poder proceder con el cálculo de la estructura. En la tabla mostrada a continuación se observa de manera esquemática los casos de carga analizados y las acciones que engloban cada caso de carga considerado:

## COMBINACION DE ACCIONES SOBRE LA ESTRUCTURA

Caso de Carga	Peso propio (G)	Sobrecarga vertical uniforme (Su)	Peso vehiculo Pesado (Pv)	VIENTO sobre estructura transversal (Ve tran)	VIENTO sobre estructura longitudinal (Ve lon)	VIENTO transversal sobre tableros (Vt tran)	VIENTO Vertical tableros (Vt ver)	Momento de vuelco VERTICAL (Mv)	NIEVE (N)	Descripcion
1										SIN PONDERACIÓN DE CARGA
51	P									1,35 PONDERACION
2		1								SIN PONDERACIÓN DE CARGA Sobre toda la superficie del tablero
16								1		SIN PONDERACION DE CARGA
3									1	SIN PONDERACIÓN DE CARGA Sobre toda la superficie del tablero
54					1					SIN PONDERACION DE CARGA
5							1			SIN PONDERACION DE CARGA
17			1							Parte Central del Puente, centrado en X y Z ( alargado)
18			1							Parte Central del Puente, centrado en X y Z ( a lo ancho)
19			1							Parte Central del Puente, centrado en X y Z ( alargado) Apoyado solo en tablero
20			1							Parte lateral del Puente, en tablero en X y Z ( a lo ancho)
21			1							Parte Central del Puente, en un lateral en X y Z ( a lo ancho)
22			1							Parte lateral del Puente, en un lateral del tablero en X y Z ( a lo ancho)
24		Solo en un extremo							Solo en un extremo	
55				1		1				SIN PONDERACIÓN DE CARGA (LC-4 + LC-6 + LC-8 + LC-9 + LC-7 + LC-10)

Tabla 5: casos de carga aplicados sobre el modelo FEM del puente en material convencional

## COMBINACION DE ACCIONES SOBRE LA ESTRUCTURA

Caso de Carga	Peso propio (G)	Sobrecarga vertical uniforme (Su)	Peso vehiculo Pesado (Pv)	VIENTO sobre estructura transversal (Ve tran)	VIENTO sobre estructura longitudinal (Ve lon)	VIENTO transversal sobre tableros (Vt tran)	VIENTO Vertical sobre tableros (Vt ver)	Momento de vuelco VERTICAL (Mv)	NIEVE (N)	Descripcion
52	P	1P								LC-51 + 1,50 LC-2
53	P								1P	LC-51 + 1,50 LC-3
56	P			P		P			1P	LC-53 + 1,50 LC-55
57	P				1P					LC-51 + 1,50 LC-54
58	P			P		P				LC-51 + 1,50 LC-55
59	P						P			LC-51+1,50 LC-5
60	P							P		LC-51+1,50 LC-16
61	P							P		LC-51+(-1) x 1,50 LC-16
62	P		P(19)							LC51+1,5 x LC-17
80	P	P	P(20)	0,5 menos		0,5menos	0,5menos	P	P	LC-51+1,5x LC-2+1,5LC-17+0,75xLC-55+0,75LC-5-1,5 LC-16+1,5LC3
63	P		P							LC-51+1,5xLC-18
64	P		P							LC-51+1,5xLC-19
65	P		P							LC-51+1,5xLC-20
66	P		P							LC-51+1,5xLC-21
67	P		P							LC-51+1,5xLC-22
68	P	N/A	P (19)	P	P	P	P			LC-51+1,5 X (LC-19+LC-55+ LC-54+LC-5+LC-16+LC-3)
69	P	P	P(19)	0,5menos	0,5menos	0,5menos	0,5menos	P	P	
70	P			P	P	P	-1			
71	P	P	P(19)				P		P	
76	P	24	P(20)						P24	
75	P	P24							p24	

Tabla 6: Casos de carga aplicados sobre el modelo FEM del puente en material convencional (continuación)



#### 4.5 CONFIGURACIONES ESTRUCTURALES ANALIZADAS.

Como se ha comentado con anterioridad, al comienzo de este proyecto se conocían los valores reales de parte de la estructura del puente, como son las dimensiones de las vigas situadas bajo el tablero, el espesor del tablero y el diámetro externo de los perfiles de sección circular hueca que forman la celosía del puente; pero por otra parte se desconocía el tipo de hormigón armado empleado y el espesor de los perfiles de sección circular que forman la celosía de la estructura del puente. De esta manera, la manera de proceder para el cálculo de la estructura ha sido la siguiente:

Se han analizando diferentes configuraciones estructurales, partiendo de aquella más similar a los datos geométricos medidos en la estructura, frente a los casos de carga descritos con anterioridad. Para cada caso de carga se ha analizado la estructura según los criterios ya descritos de deformación máxima y de plasticidad de Von Mises, de esta manera, si bajo alguno de los casos de carga, la configuración estructural en análisis, no ha cumplido con alguno de los requerimientos al diseño (deformación máxima ó criterio de tensión de Von Mises) se ha seleccionado una nueva configuración estructural, con perfiles de mayor espesor, ó mayor espesor de tablero, a fin de que cumpliera con los requerimientos al diseño impuestos, otorgando mayor resistencia a la estructura.

De esta forma, las configuraciones estructurales que se han analizado para el puente en materiales convencionales han sido las siguientes:

Nombre Archivo Cosmos	Vigas Base	Vigas celosía	Vigas laterales grandes	Espesor tablero hormigón (m)
Puente-new	IPE 100	D135 t8	D200 t8	0,2
Puente-new-2	IPE 100	D155 t8	D200 t8	0,2
Puente-new-3	IPE 100	D200 t8	D200 t8	0,2
Puente-new-4	IPE 100	D244,5 t8	D244.5 t8	0,2
Puente-new-5	IPE 100	D406,4 t14	D406,4 t14	0,2
Puente-new-6	IPE 100	D244,5 t12	D244.5 t12	0,2
Puente-new-7	HEB 200	D244,5 t12	D244.5 t12	0,3
Puente-new-8	IPE 200	D244,5 t12	D244.5 t12	0,2
Puente-new-9	IPE 600	D244,5 t12	D244.5 t12	0,2
Puente-new-10	HEB 240	D244,5 t14	D244.5 t14	0,2
Puente-new-11	HEB 240	D244,5 t14	D244.5 t14	0,3

Tabla 7: Diferentes configuraciones de puentes peatonales estudiadas para el caso de estructura convencional

En las tablas que se muestran a continuación, se refleja un resumen para cada caso de carga y para cada configuración estructural seleccionada, donde se puede observar si cumplían ó no con los requerimientos al diseño impuestos, de flecha máxima y de Von Mises. En el anexo C, se encuentran los gráficos de los desplazamientos mostrando la deformada para cada caso de carga, y los gráficos de la tensión de Von Mises.

#### 4. Cálculo de la estructura en materiales convencionales.

puente-new-6									
Modelo FEM Cosmos	Load case	Vigas Base	Vigas celosía	Vigas laterales grandes	Espesor tablero (m)	Tipo de sollicitacion	Coef ponderacion cargas aplicado	Max. Desplazamiento	Carga máx. Von Mises
puente-new-6	51	IPE 100	D244,5 t12	D244.5 t12	0.2	Gravedad	SI	7,18 mm	73.6MPa en viga acero
puente-new-6	55	IPE 100	D244,5 t12	D244.5 t12	0.2	Viento Tran Estruct	NO	5,92 mm	654930Pa en viga acero
puente-new-6	58	IPE 100	D244,5 t12	D244.5 t12	0.2	gravedad+Viento Tran Estruct	SI	8,95 mm	117909 Pa en viga acero
puente-new-6	52	IPE 100	D244,5 t12	D244.5 t12	0.2	Gravedad y Sobrecarga	SI	13,5 mm en zona central tablero	41.52MPa en viga acero
puente-new-6	53	IPE 100	D244,5 t12	D244.5 t12	0.2	Gravedad y Nieve	SI	7,68 mm en zona central del tablero	78.63MPa en viga acero
puente-new-6	56	IPE 100	D244,5 t12	D244.5 t12	0.2	Gravedad +Nieve+Viento tran	SI	8,96 mm	202772Pa enviga acero
puente-new-6	54	IPE 100	D244,5 t12	D244.5 t12	0.2	Viento longitudinal	NO	0,031mm	3,32MPa en viga acero
puente-new-6	57	IPE 100	D244,5 t12	D244.5 t12	0.2	Gravedad+Viento longitudinal	SI	7,2mm	213548Pa en viga acero
puente-new-6	59	IPE 100	D244,5 t12	D244.5 t12	0.2	Gravedad+ Viento vertical tableros	SI	7,73mm centro del tablero	213548Pa en viga acero 207700Pa en hormigon
puente-new-6	60	IPE 100	D244,5 t12	D244.5 t12	0.2	Gravedad+ Momento vertical tableros (carga lineal Y+)	SI	6,93mm en centr del puente	213548Pa en viga acero 207700Pa en hormigon
puente-new-6	61	IPE 100	D244,5 t12	D244.5 t12	0.2	Gravedad+ Momento vertical tableros (carga lineal Y-)	SI	7,436mm en centr del puente	213548Pa en viga acero 207700Pa en hormigon
puente-new-6	17	IPE 100	D244,5 t12	D244.5 t12	0.2	Vehiculo pesado zona central ( A LO LARGO)	NO	13,58 en zona central del puente mm	144.87MPa en viga acero
puente-new-6	62	IPE 100	D244,5 t12	D244.5 t12	0.2	Gravedad+ Vehiculo pesado zona central	SI	27,45mm en zona central del puente mm	505653Pa en viga acero
puente-new-6	80	IPE 100	D244,5 t12	D244.5 t12	0.2	Todo menos vientolong	SI	34,71mm en zona central del puente mm	505653Pa en viga acero
puente-new-6	18	IPE 100	D244,5 t12	D244.5 t12	0.2	Vehiculo pesado zona central ( A LO ANCHO)	NO	13,23mm en zon central del puente	145.38MPa en viga acero
puente-new-6	63	IPE 100	D244,5 t12	D244.5 t12	0.2	Gravedad +Vehiculo pesado zona central ( A LO ANCHO)	SI	26,92mm en zona central del puente	86898Pa en viga acero
puente-new-6	19	IPE 100	D244,5 t12	D244.5 t12	0.2	Vehiculo pesado zona central ( A LO LARGO sobre tablero)	NO	13,86mm en zona central del puente	115MPa en viga acero
puente-new-6	64	IPE 100	D244,5 t12	D244.5 t12	0.2	Gravedad+Vehiculo pesado zona central ( A LO LARGO sobre tablero)	SI	27,90 mm en zona central del puente	13735.4Pa en viga acero
puente-new-6	20	IPE 100	D244,5 t12	D244.5 t12	0.2	Vehiculo pesado zona extremo ( A LO LARGO sobre tablero)	NO	12,12mm en el tablero	106.43MPa en viga acero
puente-new-6	65	IPE 100	D244,5 t12	D244.5 t12	0.2	Gravedad+Vehiculo pesado zona extremo ( A LO LARGO sobre tablero)	SI	22,35mm en el tablero	212MPa en viga acero 53.4Mpa en tablero
puente-new-6	21	IPE 100	D244,5 t12	D244.5 t12	0.2	Vehiculo pesado zona central en un lateral, ( A LO ANCHO sobre tablero)	NO	11,63mm en el tablero	117.35MPa en viga acero
puente-new-6	66	IPE 100	D244,5 t12	D244.5 t12	0.2	Gravedad+Vehiculo pesado zona central en un lateral, ( A LO ANCHO sobre tablero)	SI	24,34mm en el tablero	2,61MPa en viga acero

**Tabla 8: Resultados para la configuración puente-new-6; Los casos marcados en naranja son casos en los que plastificaría el material, por el criterio de Von Mises.**

#### 4. Cálculo de la estructura en materiales convencionales.

puente-new-7									
Modelo FEM Cosmos	Load case	Vigas Base	Vigas celosia	Vigas laterales grandes	Espesor tablero (m)	Tipo de solicitacion	Coef ponderacion cargas aplicado	Max. Desplazamiento	Carga máx. Von Mises
puente-new-7	51	HEB 200	D244,5 t12	D244.5 t12	0.3	Peso propio	SI	6,69mm	78.58MPa en viga acero
puente-new-7	52	HEB 200	D244,5 t12	D244.5 t12	0.3	Peso propio	SI	10,42mm	28.00 MPa en viga acero

Tabla 9: Resultados obtenidos en el FEM bajo la configuración estructural “puente-new-7”

puente-new-8									
Modelo FEM Cosmos	Load case	Vigas Base	Vigas celosia	Vigas laterales grandes	Espesor tablero (m)	Tipo de solicitacion	Coef ponderacion cargas aplicado	Max. Desplazamiento	Carga máx. Von Mises
puente-new-8	51	IPE 200	D244,5 t12	D244.5 t12	0.2	Peso propio	SI	7,03mm	73.43 MPa en viga acero

Tabla 10: Resultados obtenidos en el FEM bajo la configuración estructural “puente-new-8”

puente-new-9									
Modelo FEM Cosmos	Load case	Vigas Base	Vigas celosia	Vigas laterales grandes	Espesor tablero (m)	Tipo de solicitacion	Coef ponderacion cargas aplicado	Max. Desplazamiento	Carga máx. Von Mises
puente-new-9	51	IPE 600	D244,5 t12	D244.5 t12	0.2	Peso propio	SI	5,26mm	61.65MPa en viga acero

Tabla 11: Resultados obtenidos en el FEM bajo la configuración estructural “puente-new-9”

#### 4. Cálculo de la estructura en materiales convencionales.

puente-new-11									
Modelo FEM Cosmos	Load case	Vigas Base	Vigas celosía	Vigas laterales grandes	Espesor tablero (m)	Tipo de solicitacion	Coef ponderacion cargas aplicado	Max. Desplazamiento	Carga máx. Von Mises
puente-new-11	51	HEB 240	D244,5 t14	D244.5 t14	0.3	Peso propio	SI	6,12mm	72.05MPa en viga acero
puente-new-11	52	HEB 240	D244,5 t14	D244.5 t14	0.3	Pepo propio+sobrecarga	SI	9,47mm	24.92MPa en viga acero
puente-new-11	53	HEB 240	D244,5 t14	D244.5 t14	0.3	Peso propio+ Nieve	SI	6,34mm	75MPa en viga acero
puente-new-11	57	HEB 240	D244,5 t14	D244.5 t14	0.3	Peso propio+Viento longitudinal	SI	6,13 mm	151065Pa en viga acero
puente-new-11	59	HEB 240	D244,5 t14	D244.5 t14	0.3	Peso propio+Viento vertical tablero	SI	6,41 mm	151065Pa en viga acero
puente-new-11	58	HEB 240	D244,5 t14	D244.5 t14	0.3	Peso propio+Viento transversal	SI	6,04 mm	151065Pa en viga acero
puente-new-11	60	HEB 240	D244,5 t14	D244.5 t14	0.3	Peso propio+Momento vuelco vertical	SI	6,02 mm	151065Pa en viga acero
puente-new-11	61	HEB 240	D244,5 t14	D244.5 t14	0.3	Peso propio+Momento vuelco vertical en Sentido Z negativas	SI	6,23mm	151065Pa en viga acero
puente-new-11	62	HEB 240	D244,5 t14	D244.5 t14	0.3	Peso propio+Vehículo pesado (zona Central)	SI	14,57mm	268159Pa en viga acero
puente-new-11	56	HEB 240	D244,5 t14	D244.5 t14	0.3	Peso propio+Viento transversal+Nieve	SI	6,22mm	174236Pa en viga acero
puente-new-11	70	HEB 240	D244,5 t14	D244.5 t14	0.3	Peso propio+Viento transversal+Viento longitudinal+Viento vertical ( Y -)+ Momento vuelco	SI	6,00mm	71.8MPa en viga acero 16.7MPa en tablero de hormigon
puente-new-11	68	HEB 240	D244,5 t14	D244.5 t14	0.3	Peso propio+ todas las acciones actuando a excepción de la sobrecarga	SI	14,60mm	138.43MPa en viga acero 16.7MPa en tablero de hormigon
puente-new-11	69	HEB 240	D244,5 t14	D244.5 t14	0.3	Todas las acciones actuando a la vez (vehículo pesado en el centro del puente)	SI	18,11mm	175.67MPa en viga acero 16.7MPa en tablero de hormigon
puente-new-11	63	HEB 240	D244,5 t14	D244.5 t14	0.3	Peso propio+ vehículo pesado en zona central puente	SI	14,35mm	75193.4Pa en viga acero
puente-new-11	64	HEB 240	D244,5 t14	D244.5 t14	0.3	Peso propio+ vehículo pesado en zona central puente solo apoyado en tablero	SI	14,57mm	6171.52Pa en viga acero
puente-new-11	65	HEB 240	D244,5 t14	D244.5 t14	0.3	Peso propio+ vehículo pesado en un lateral del puente	SI	9,31mm	85.90 Mpa en viga acero 9.23MPa en tablero de hormigon
puente-new-11	66	HEB 240	D244,5 t14	D244.5 t14	0.3	Peso propio+ vehículo pesado en zona central del puente en el extremo	SI	12,73mm	1,786MPa en viga acero
puente-new-11	67	HEB 240	D244,5 t14	D244.5 t14	0.3	Peso propio+ vehículo pesado en zona lateral del puente en el extremo	SI	8,78mm	85.4MPa en viga acero
puente-new-11	80	HEB 240	D244,5 t14	D244.5 t14	0.3	Todas las acciones actuando a la vez a excepción del viento longitudinal	SI	11,00mm	268159Pa en viga acero

**Tabla 12: Resultados de análisis realizados con la configuración puente-new-11. Bajo esta configuración el puente cumple con los requerimientos al diseño, de desplazamiento máximo y de Von Mises.**

#### 4.6 ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA SELECCIONADA.

La iteración llamada “Puente-new-10” fue aquella en la que el dimensionamiento seleccionado para la estructura y el tablero cumplió con los requerimientos impuestos al diseño de flecha máxima inferior a la flecha máxima admisible y aquella en la que el elemento más cargado de la estructura, se encontraba sometido a una tensión inferior, a la tensión máxima dada por el criterio de Von Mises.

Como se ha visto en los resultados del apartado anterior, la configuración descrita en “puente-new-11”, también cumple con los requerimientos de flecha máxima y de Von Mises, pero presenta un espesor de tablero de hormigón de 300mm en lugar de los 200mm que presenta la configuración “puente-new-10”, siendo esta última más eficiente, ya que cumple con los requerimientos impuestos al diseño y la estructura es más ligera. Por lo tanto, el dimensionamiento resultante de la estructura que cumple con los requerimientos del diseño, que se acaban de mencionar, está formada de los siguientes elementos estructurales:

- Vigas situadas en la base del tablero: Perfiles extrusionados tipo HEB 240 de acero.
- Vigas de la celosía de la pasarela: Perfiles huecos de acero de diámetro exterior 244,5mm y espesor 14mm.
- Espesor del tablero de hormigón: 200mm

Nombre archivo Cosmos	Vigas Base	Vigas celosía	Vigas laterales grandes	Espesor tablero (m)
Puente-new-10	HEB 240	D244.5 D14	D244.5 D14	0,2

Tabla 13: Configuración de pasarela para el caso de estructura convencional que cumple con los requerimientos de cargas y flecha máxima.

A continuación, se procede a mostrar en detalle los resultados obtenidos tras la aplicación de los distintos casos de carga para la configuración seleccionada para el puente en materiales convencionales.

**Caso de carga 51:** Peso propio de la estructura.

Flecha máxima: 6,20mm

Tensión máxima de Von Mises: 63,8 MPa en el elemento barra

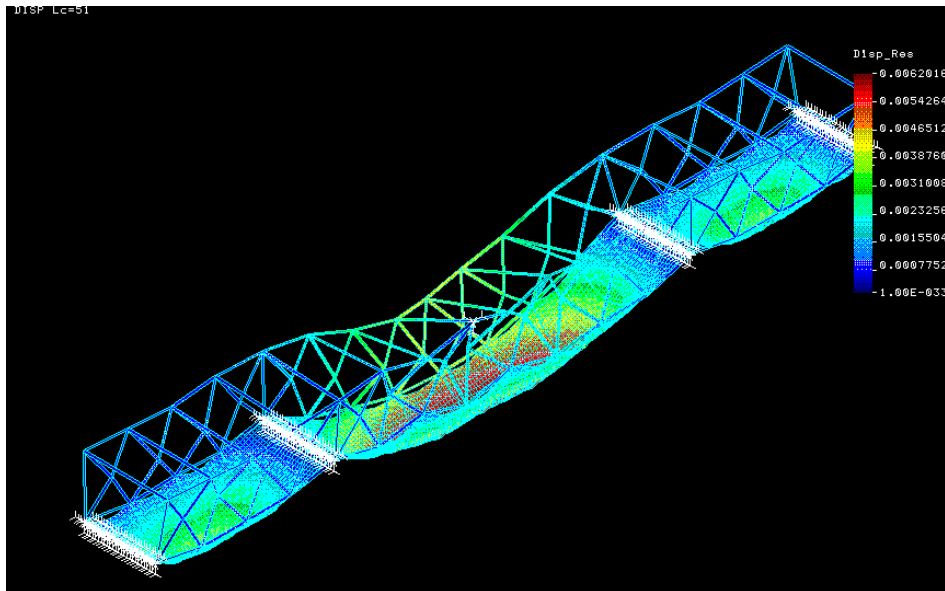


Figura 63: Gráfico de desplazamientos y deformada de la estructura.

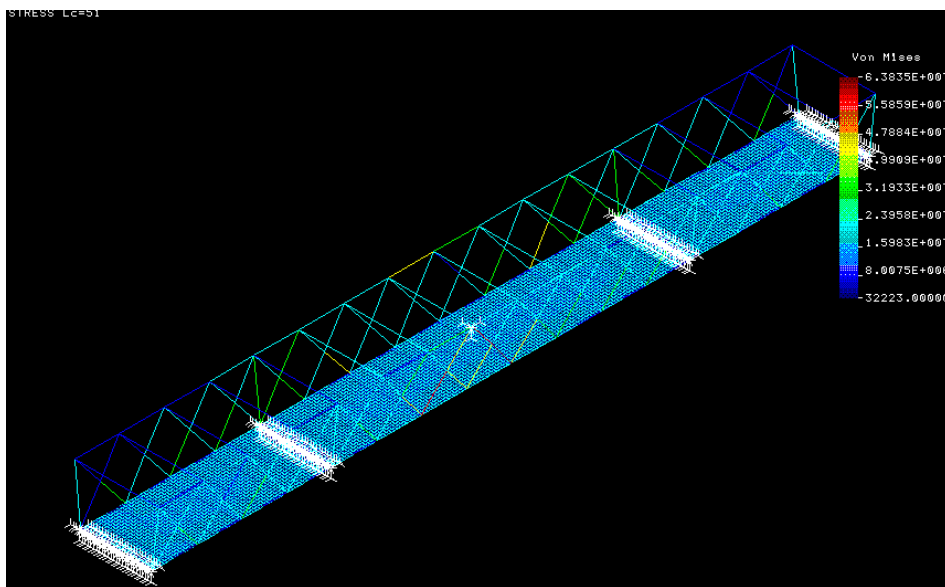


Figura 64: Tensión de Von Mises de la estructura cuando actúa el peso propio.

**Caso de carga 52:** Peso propio de la estructura y sobrecarga sobre todo el tablero.

Flecha máxima: 11,35mm

Tensión máxima de Von Mises: 31,6 MPa en el elemento barra.

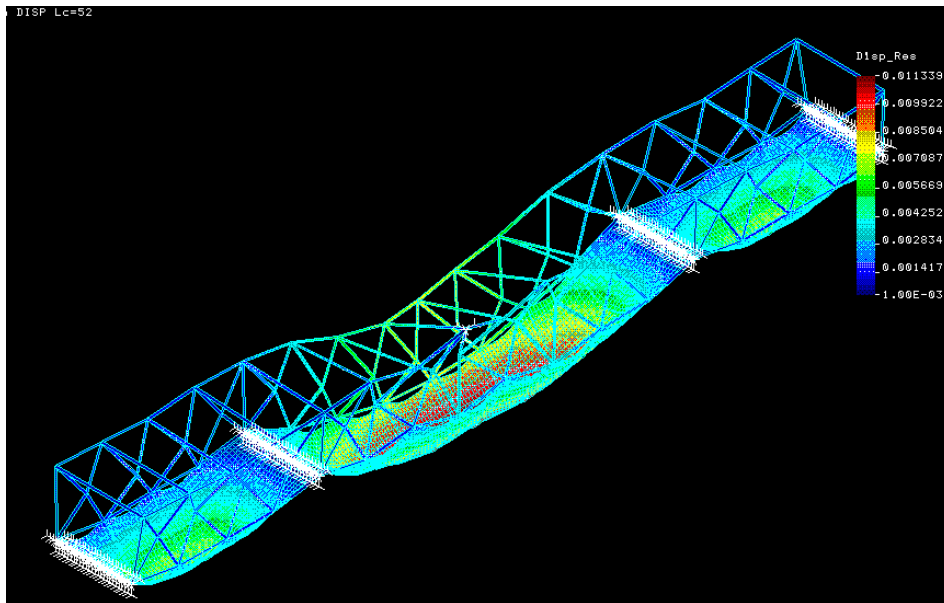


Figura 65: Gráfico de desplazamientos y deformada de la estructura.

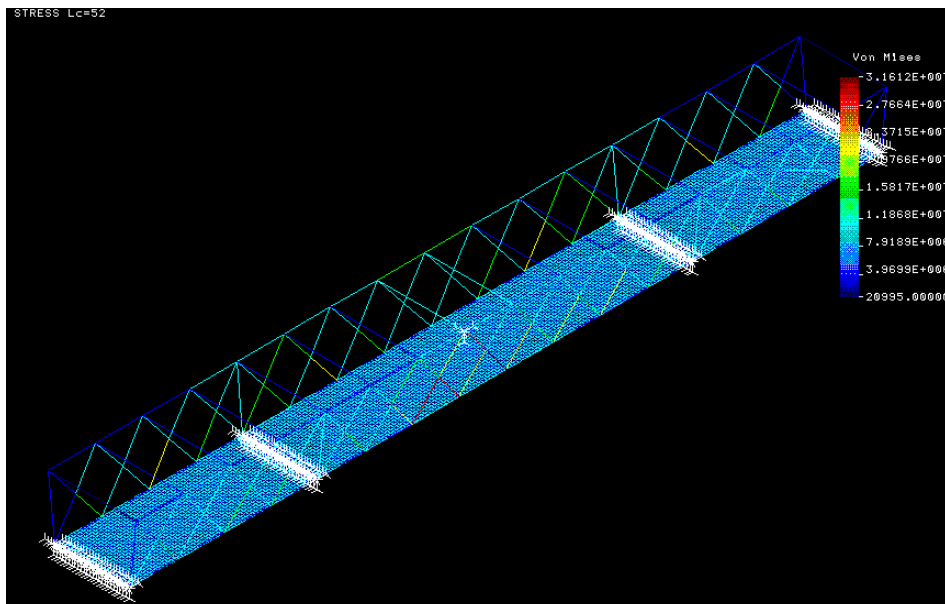


Figura 66: Gráfico de Tensión de Von Mises de la estructura bajo el caso de carga 52.

**Caso de carga 53:** Peso propio de la estructura y carga de nieve sobre todo el tablero (se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio y de 1.5 para la carga de nieve).

Flecha máxima: 6,61mm

Tensión máxima de Von Mises: 67,6 MPa en el elemento barra.

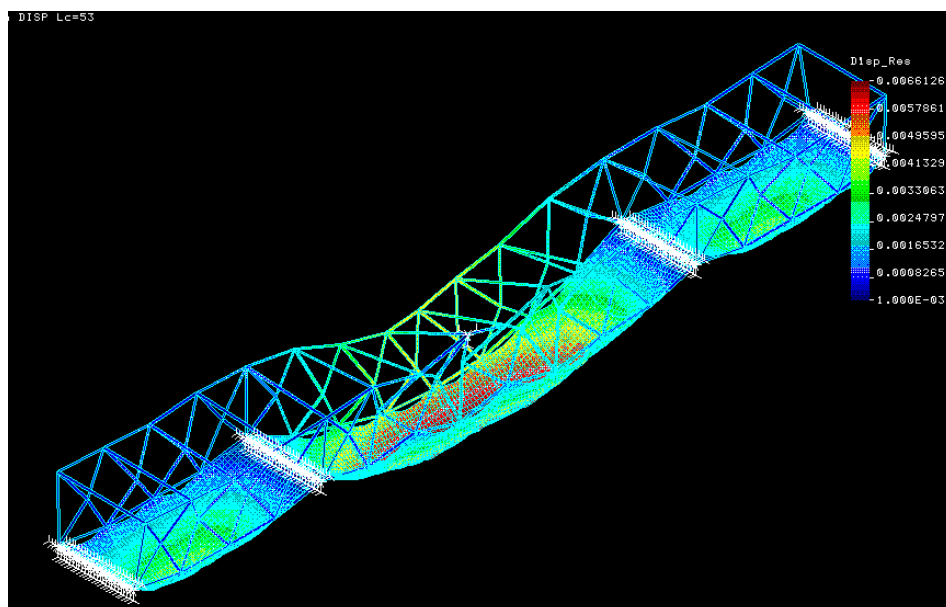


Figura 67: Gráfico de desplazamientos y deformada de la estructura.

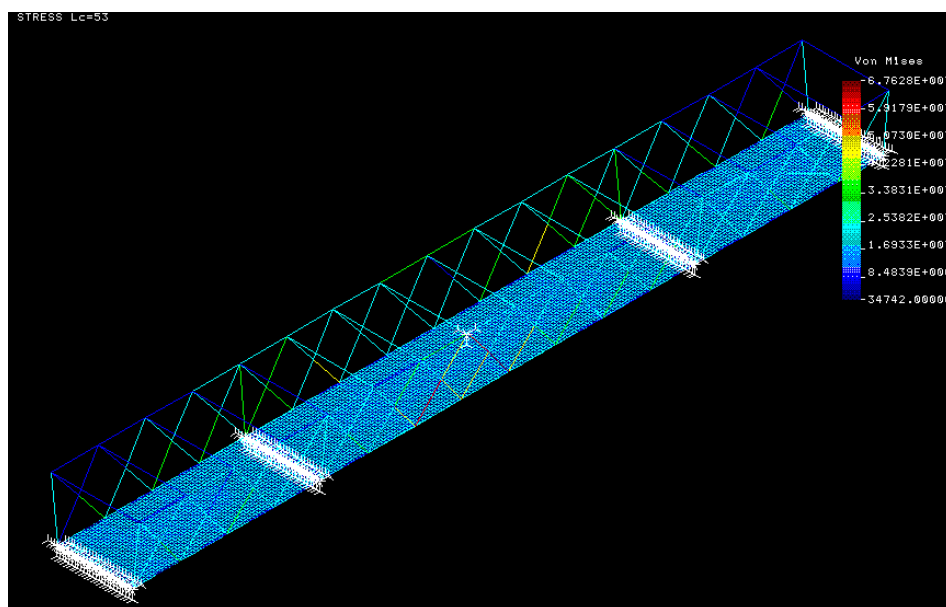


Figura 68: Gráfico de Tensión de Von Mises de la estructura bajo el caso de carga 53.



**Caso de carga 57:** Peso propio de la estructura y viento longitudinal.

Flecha máxima: 6,21mm

Tensión máxima de Von Mises: 160549 Pa en el elemento barra.

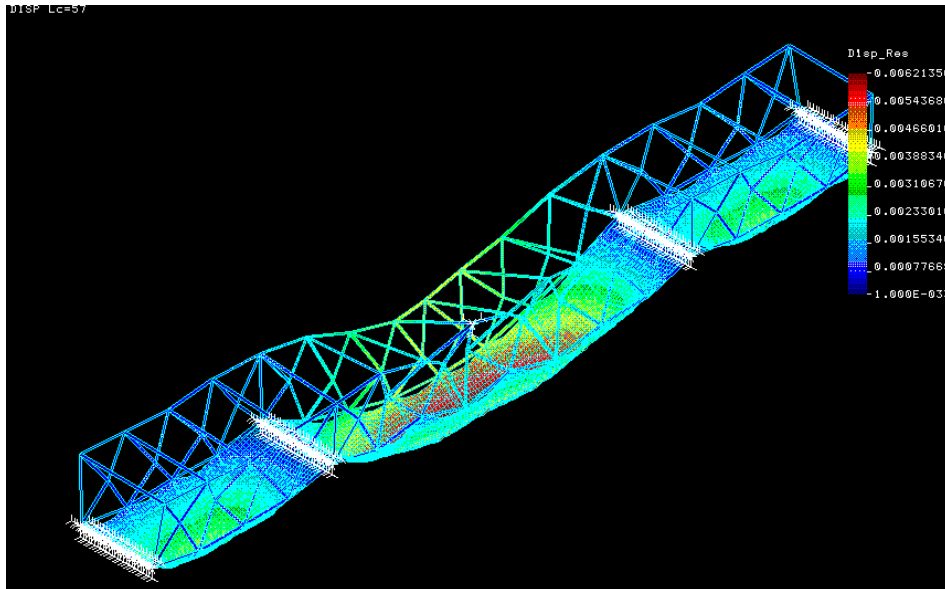


Figura 69: Desplazamiento y deformada de la estructura cuando actúa el peso propio y viento longitudinal.

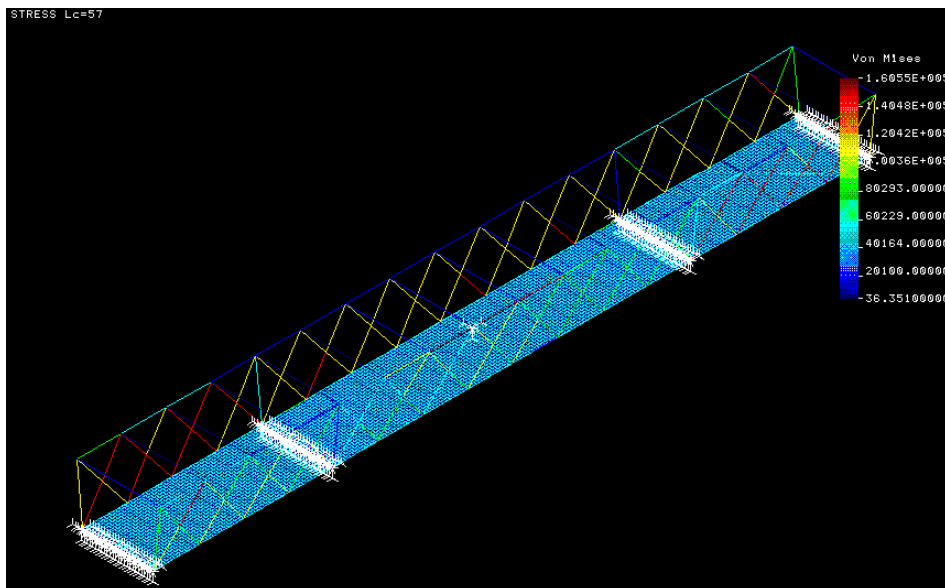


Figura 70: Gráfico de Tensión de Von Mises de la estructura bajo el caso de carga 57.

**Caso de carga 59:** Peso propio de la estructura y viento vertical en el tablero.

Flecha máxima: 6,64mm

Tensión máxima de Von Mises: 160549 Pa en el elemento barra.

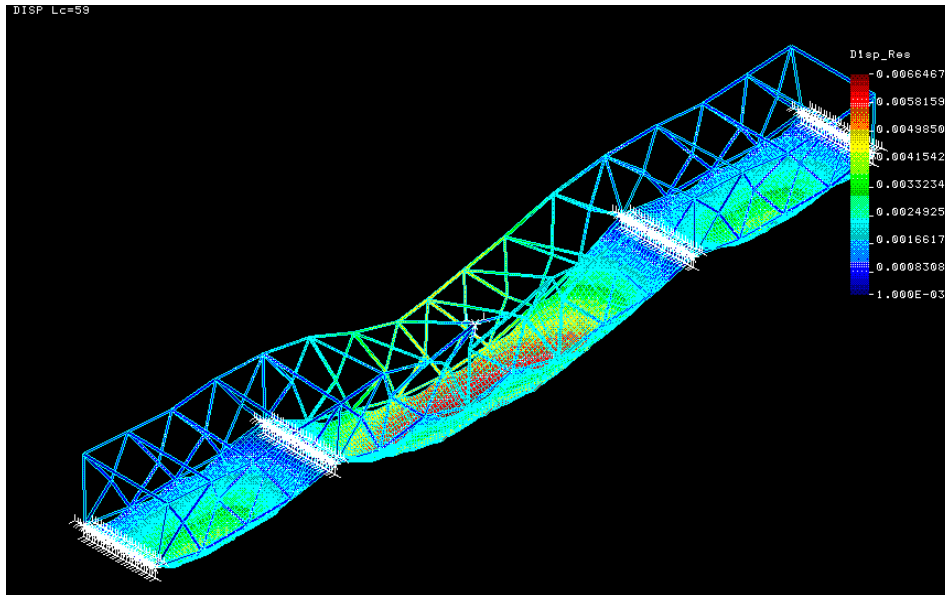


Figura 71: Desplazamiento y deformada de la estructura cuando actúa el peso propio y viento vertical sobre el tablero

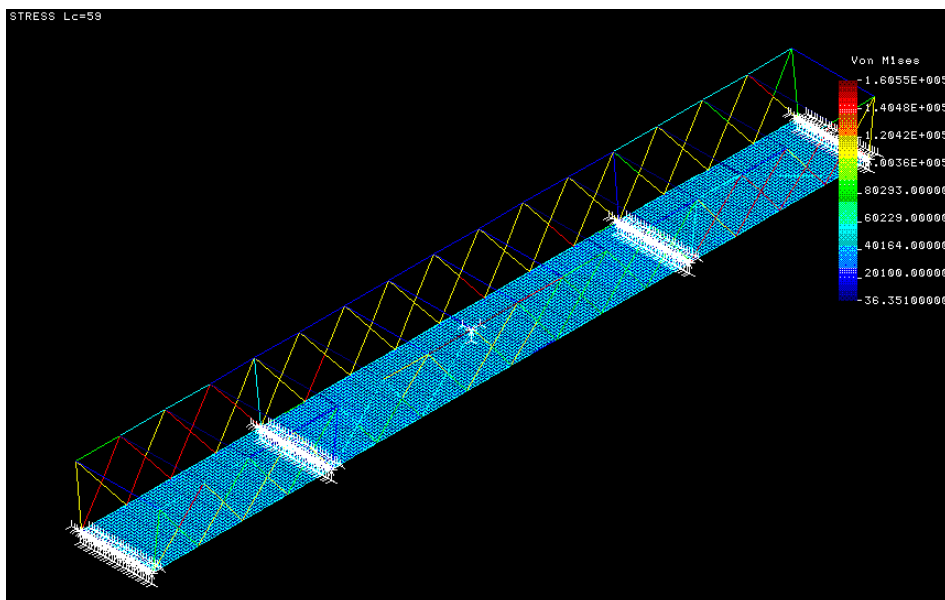


Figura 72: Tensión de Von Mises en la estructura cuando actúa el peso propio y viento vertical sobre el tablero

**Caso de carga 58:** Peso propio de la estructura y viento transversal actuando sobre el tablero y la estructura (se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio y de 1.5 para la carga de viento).

Flecha máxima: 6,39mm

Tensión máxima de Von Mises: 160550 Pa en el elemento barra.

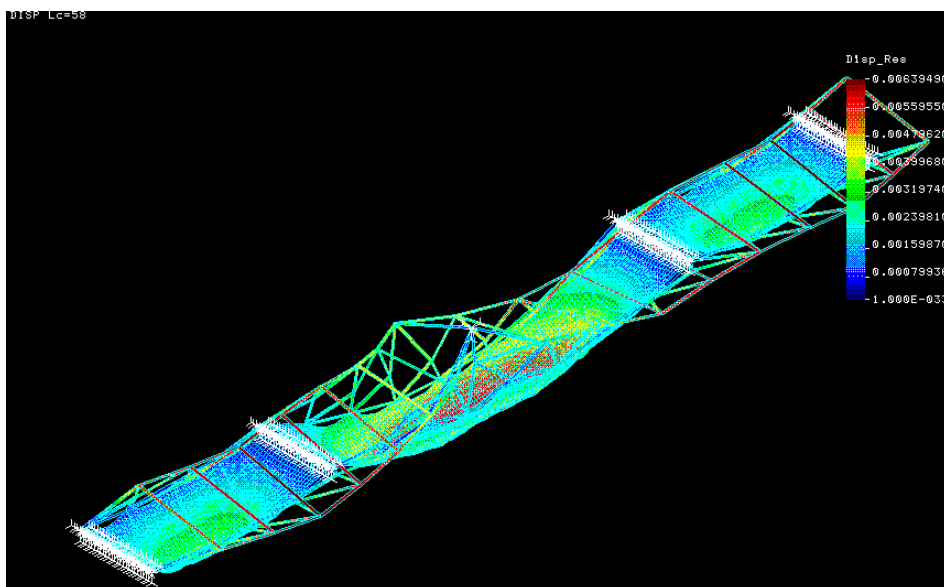


Figura 73: Desplazamiento y deformada de la estructura cuando actúa el peso propio y viento transversal sobre el tablero y la estructura.

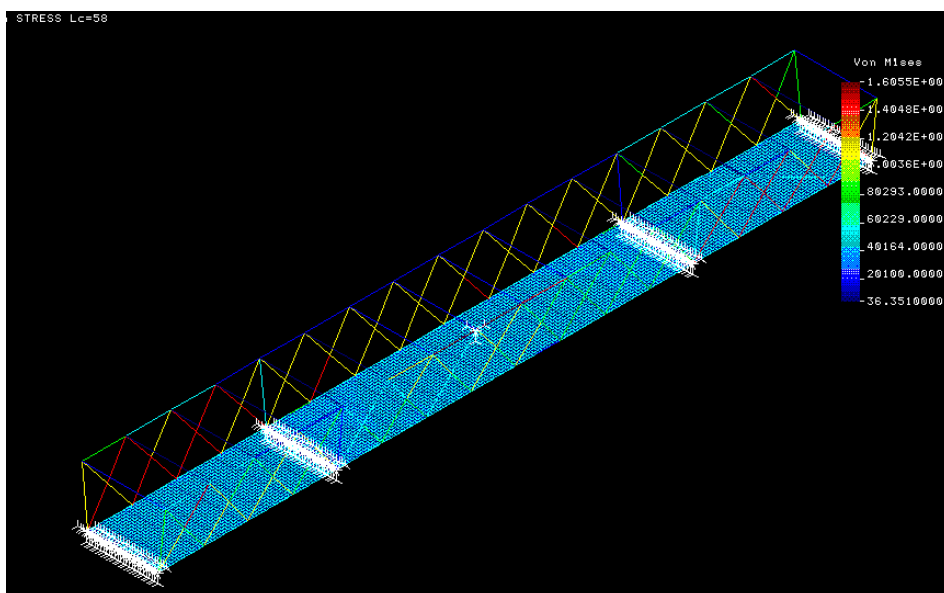


Figura 74: Gráfico de Tensión de Von Mises de la estructura bajo el caso de carga 58.

**Caso de carga 60:** Peso propio de la estructura y momento de vuelco vertical sobre el tablero (se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio y de 1.5 para el momento de vuelco).

Flecha máxima: 6 mm

Tensión máxima de Von Mises: 160550 Pa en el elemento barra.

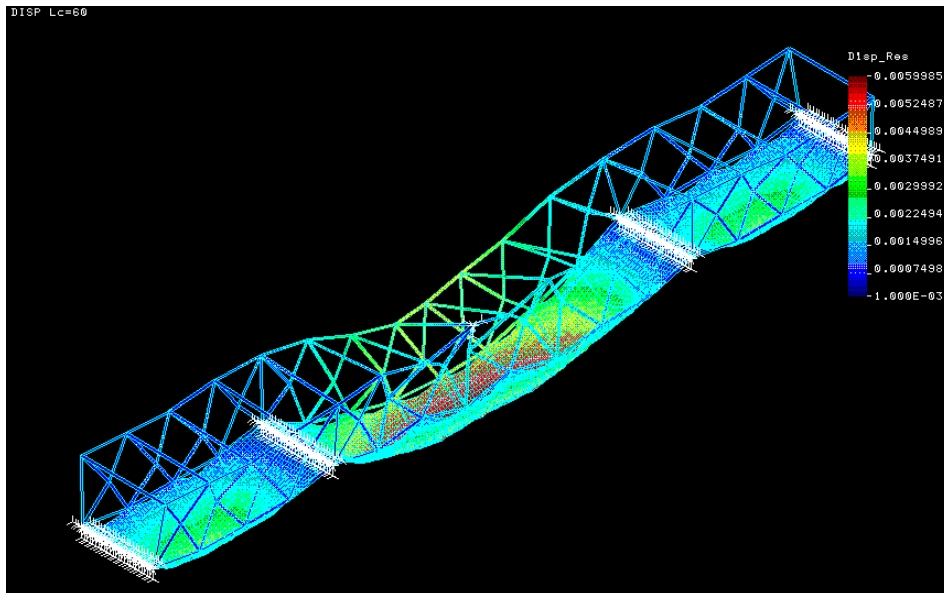


Figura 75: Desplazamiento y deformada de la estructura cuando actúa el peso propio y momento de vuelco por viento.

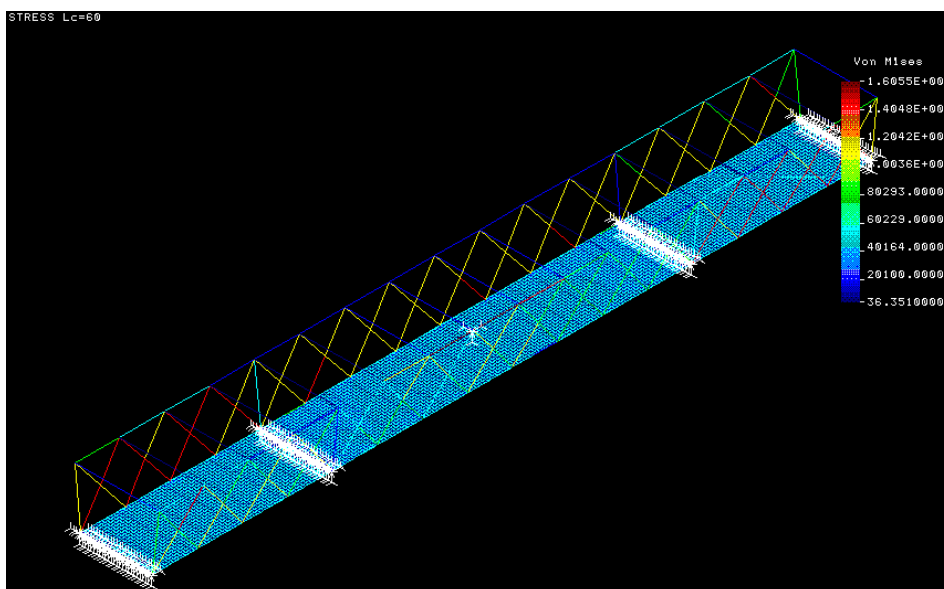


Figura 76: Gráfico de Tensión de Von Mises de la estructura bajo el caso de carga 60.

**Caso de carga 61:** Peso propio de la estructura y momento de vuelco vertical sobre el tablero en dirección de Z negativas (se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio y de 1.5 para el momento de vuelco).

Flecha máxima: 6,40mm

Tensión máxima de Von Mises: 160550 Pa en las vigas de acero.

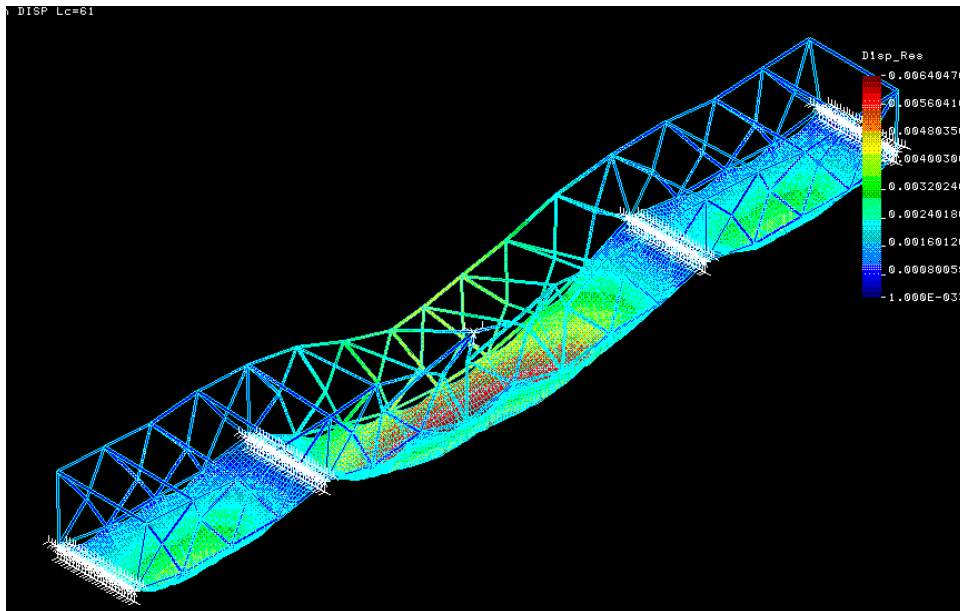


Figura 77: Desplazamiento y deformada de la estructura cuando actúa el peso propio y momento de vuelco por viento.

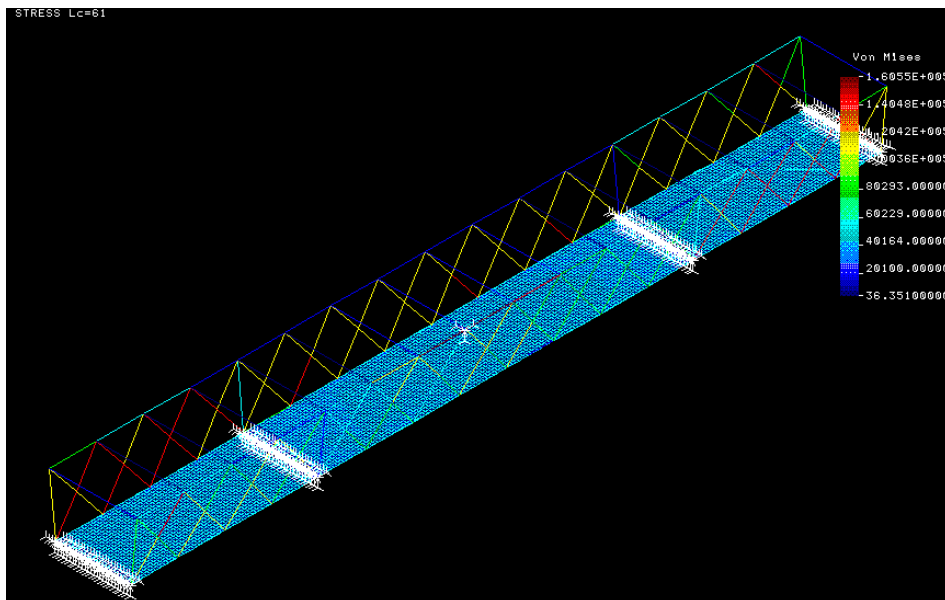


Figura 78: Gráfico de Tensión de Von Mises de la estructura bajo el caso de carga 61.

**Caso de carga 62:** Peso propio de la estructura y acción del vehículo pesado aplicado en la zona central del puente (se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio y de 1.5 para la acción del vehículo pesado).

Flecha máxima: 22,8mm

Tensión máxima de Von Mises: 272020 Pa en el elemento barra.

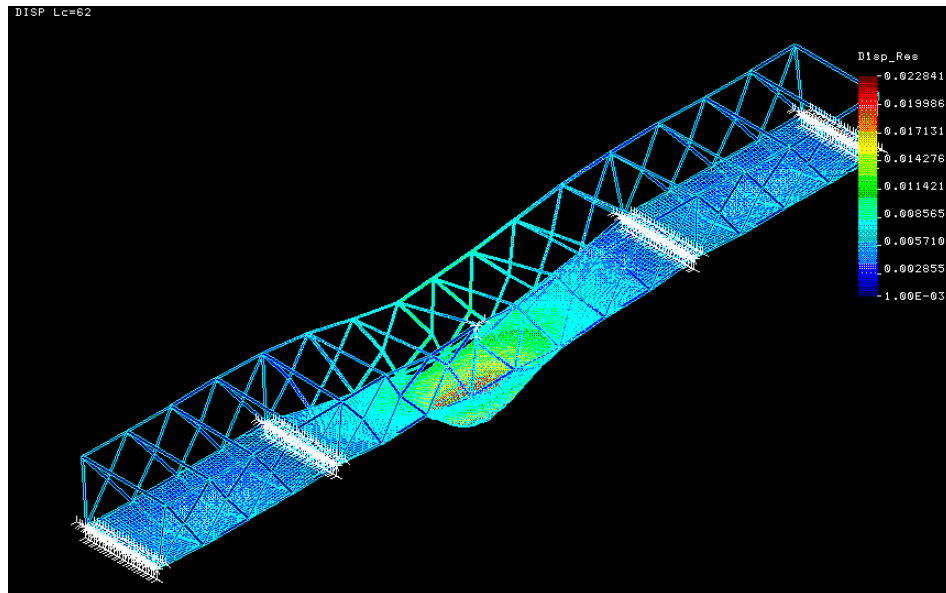


Figura 79: Desplazamiento y deformada de la estructura cuando actúa el peso propio y el vehículo pesado en el centro del puente.

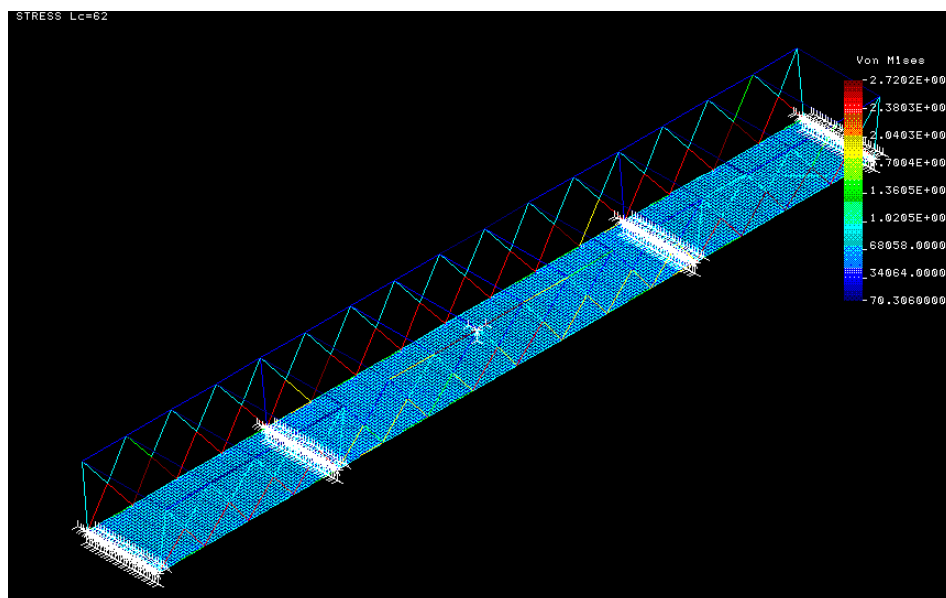


Figura 80: Gráfico de Tensión de Von Mises de la estructura bajo el caso de carga 62.

**Caso de carga 56:** Peso propio de la estructura, acción del viento transversal sobre el puente y carga de nieve sobre todo el tablero (se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio y de 1.5 para la acción del viento y de la nieve).

Flecha máxima: 6,5mm

Máxima tensión de Von Mises: 173312Pa en las vigas de acero.

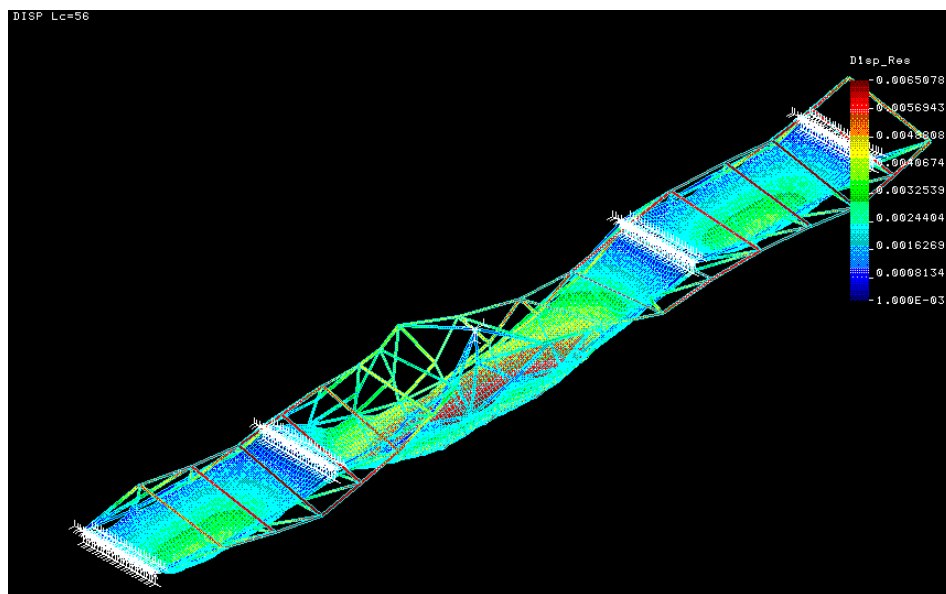


Figura 81: Desplazamiento y deformada de la estructura cuando actúa el peso propio, el viento transversal y la carga de nieve.

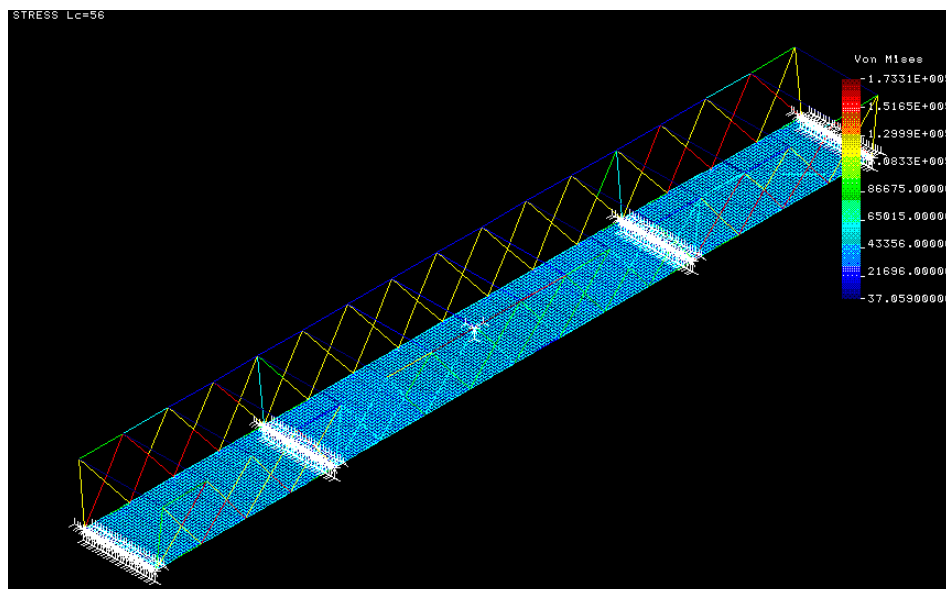


Figura 82: Gráfico de Tensión de Von Mises de la estructura bajo el caso de carga 56.



**Caso de carga 70:** Peso propio de la estructura, acción del viento transversal sobre estructura y tablero acción del viento longitudinal y viento vertical sobre tablero en dirección de Y negativa (se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio y de 1.5 para la acción del viento).

Flecha máxima: 6,38mm

Máxima tensión de Von Mises: 63,5 MPa en las vigas de acero.

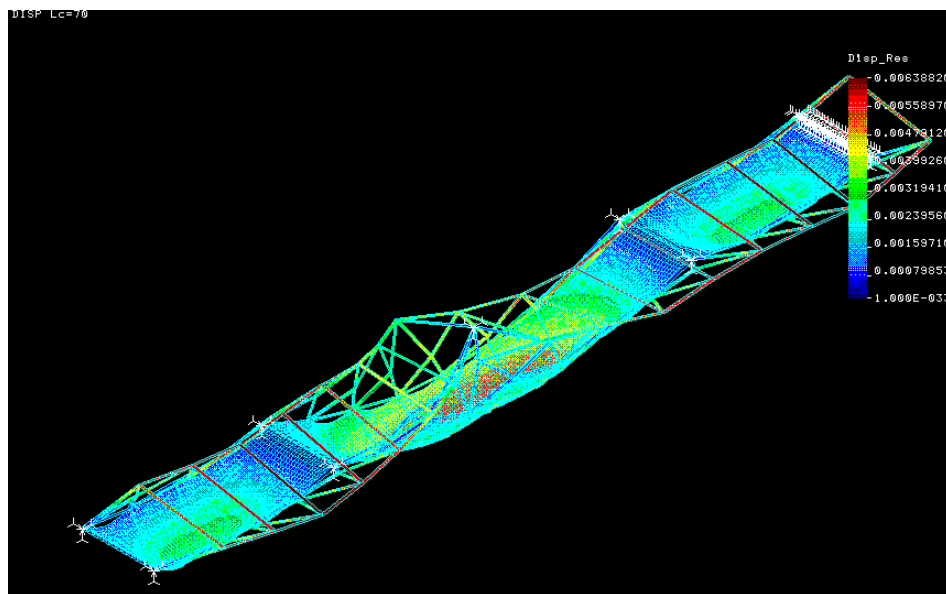


Figura 83: Desplazamiento y deformada de la estructura cuando actúa el peso propio y el viento.

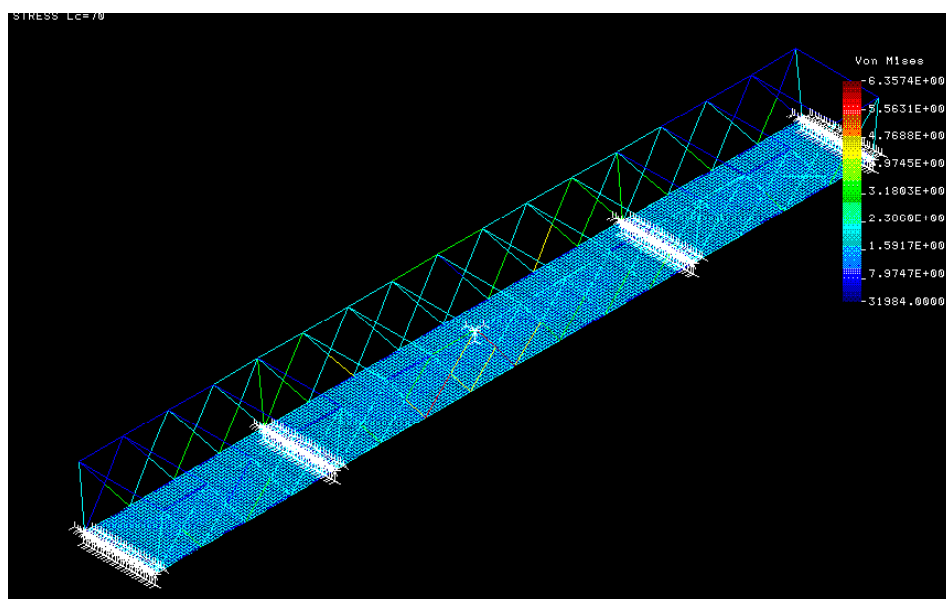


Figura 84: Gráfico de Tensión de Von Mises de la estructura bajo el caso de carga 70.



**Caso de carga 68:** Peso propio de la estructura, vehículo pesado en la zona central del puente, acción del viento transversal y viento longitudinal, viento vertical sobre tablero, momento de vuelco vertical y acción de la carga de nieve sobre todo el tablero (se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio y de 1.5 para el resto de acciones actuando sobre el puente).

Flecha máxima: 24 mm

Máxima tensión de Von Mises: 166,13 MPa en las vigas de acero.

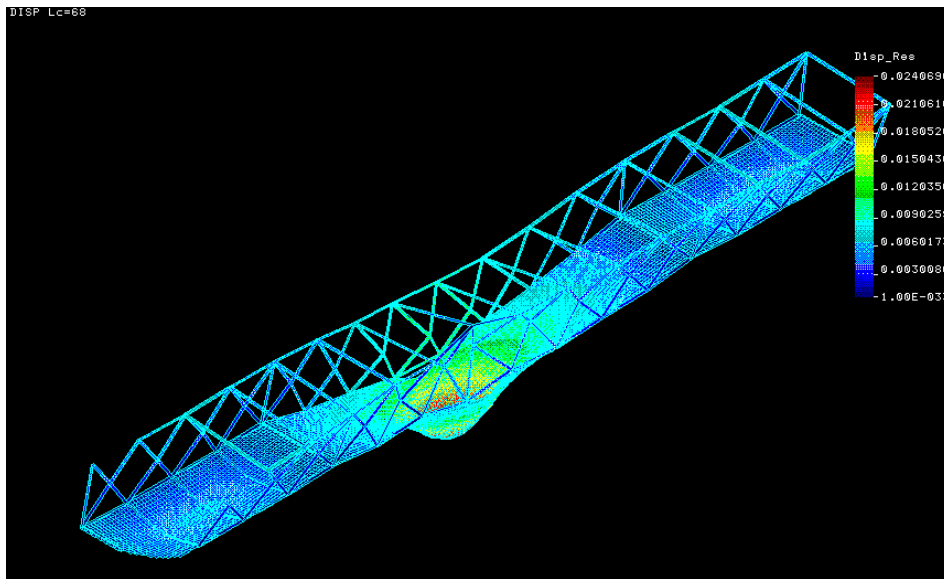


Figura 85: Desplazamiento y deformada de la estructura cuando actúa el peso propio de la estructura, vehículo pesado en la zona central del puente, acción del viento transversal y viento longitudinal, viento vertical sobre tablero, momento de vuelco vertical y acción de la carga de nieve sobre todo el tablero.

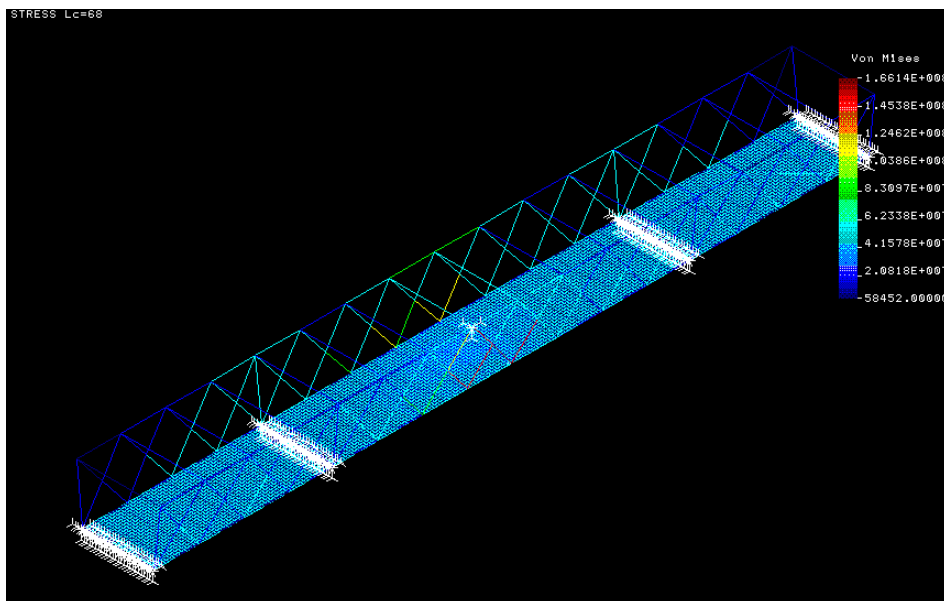


Figura 86: Gráfico de Tensión de Von Mises de la estructura bajo el caso de carga 68.

**Caso de carga 69:** Peso propio de la estructura, sobrecarga a lo largo de todo el tablero, acción del vehículo pesado en la zona central del puente, acción del viento transversal y viento longitudinal, viento vertical sobre tablero, momento de vuelco vertical y acción de la carga de nieve sobre todo el tablero (se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio de 1.5 para las acciones de la sobrecarga, vehículo pesado, momento de vuelco y carga de nieve y un 50% menos de la carga del viento, ya que ésta última actúa junto a la sobrecarga).

Flecha máxima: 29 mm en el tablero

Máxima tensión de Von Mises: 209,5 MPa en las vigas de acero y 27,10 MPa en el tablero de hormigón.

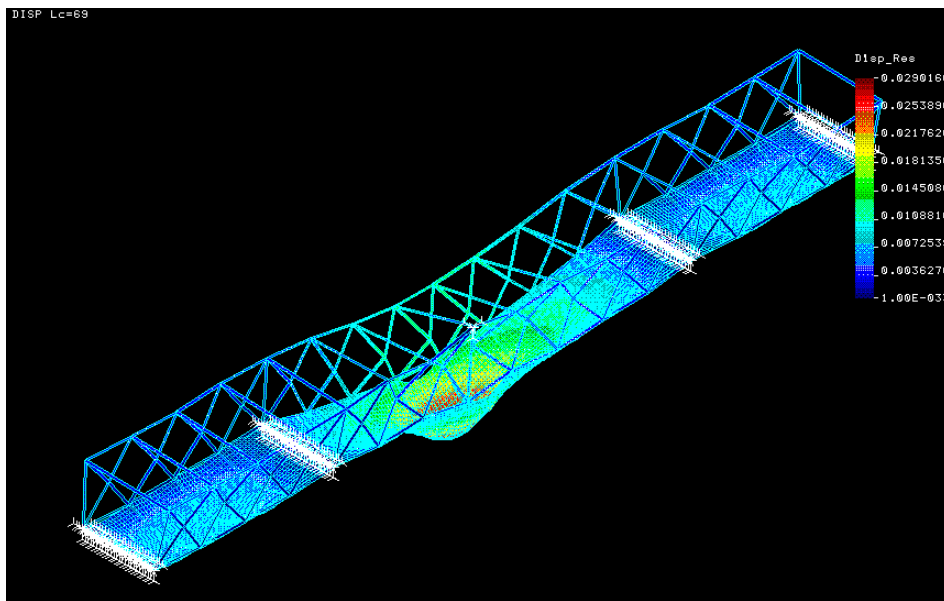


Figura 87: Desplazamiento y deformada de la estructura cuando actúa el caso de carga 69.

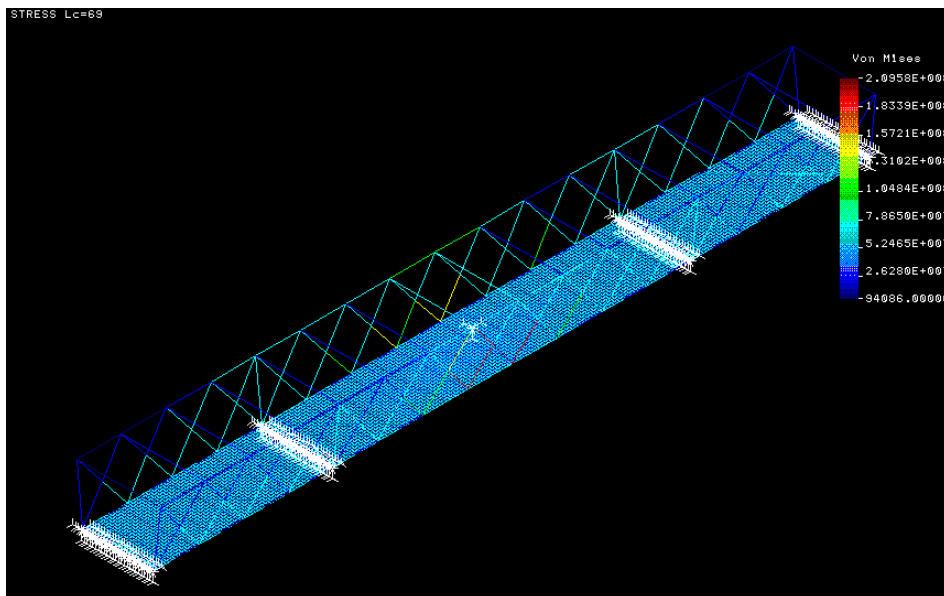


Figura 88: Gráfico de Tensión de Von Mises de la estructura bajo el caso de carga 69.

**Caso de carga 71:** Peso propio de la estructura, sobrecarga a lo largo de todo el tablero, acción del vehículo pesado actuando en la zona central del puente, acción del viento vertical sobre tablero y acción de la carga de nieve sobre todo el tablero (se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio y de 1.5 para el resto de las acciones actuando sobre el puente).

Flecha máxima: 29,5 mm en el tablero

Máxima tensión de Von Mises: 213,1 MPa en las vigas de acero y 27,10 MPa en el tablero de hormigón.

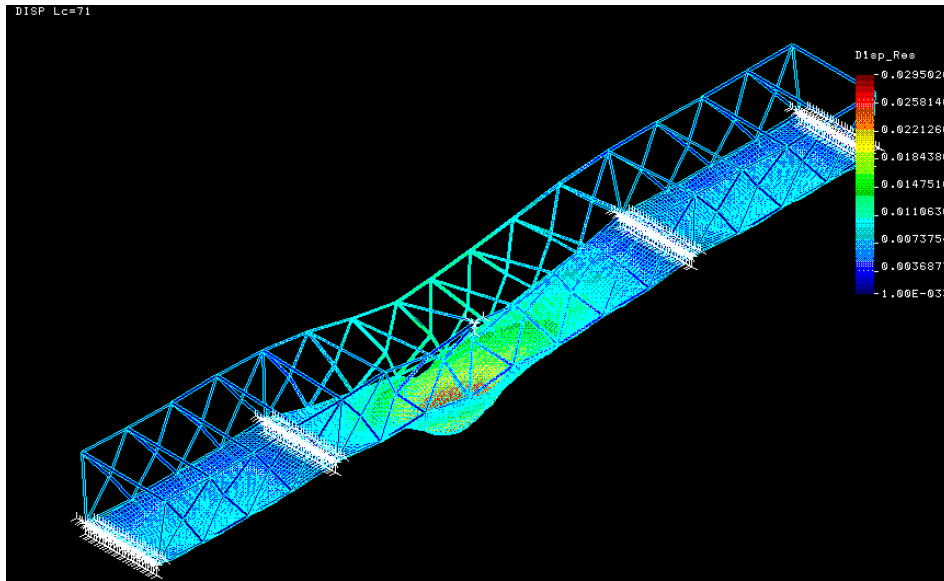


Figura 89: Desplazamiento y deformada de la estructura cuando actúa el caso de carga 71.

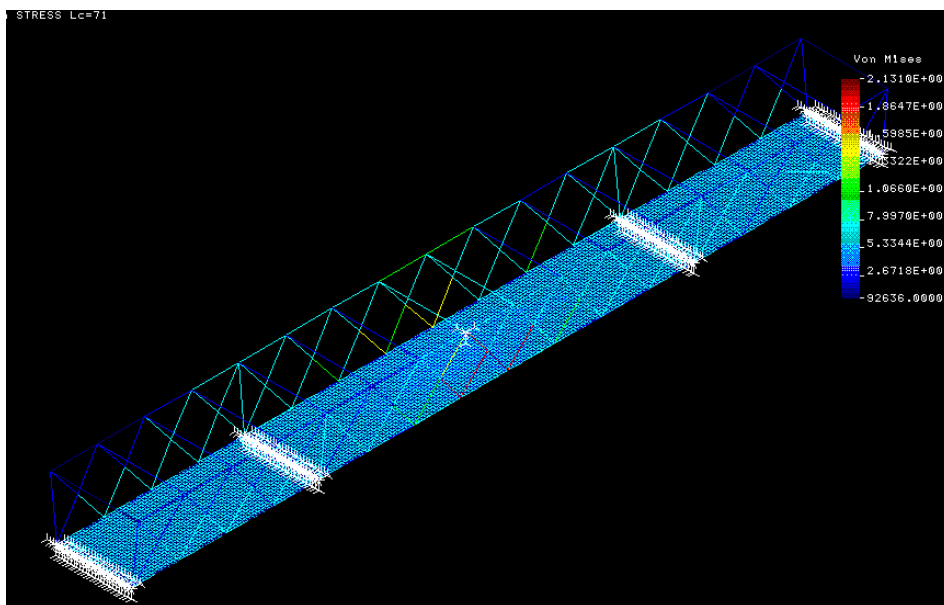


Figura 90: Gráfico de Tensión de Von Mises de la estructura bajo el caso de carga 71.

#### 4.7 CONCLUSIONES DEL CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA EN MATERIALES CONVENCIONALES.

A modo de resumen, en la siguiente tabla mostrada se muestra, para la configuración seleccionada para el puente en materiales convencionales, los casos de carga analizados y los valores de flecha máximos y de tensión máxima de Von Mises obtenidos:

puente-new-10									
Modelo FEM Cosmos	Load case	Vigas Base	Vigas celosía	Vigas laterales grandes	Espesor tablero (m)	Tipo de solicitación	Coef ponderación cargas aplicado	Max. Desplazamiento	Carga máx. Von Mises
puente-new-10	51	HEB 240	D244,5 t14	D244.5 t14	0.2	Peso propio	SI	6,20mm en centro del tablero	63.83MPa en viga acero
puente-new-10	52	HEB 240	D244,5 t14	D244.5 t14	0.2	Peso propio+sobrecarga	SI	11,34mm en centro del tablero	31.61MPa en viga acero
puente-new-10	53	HEB 240	D244,5 t14	D244.5 t14	0.2	Peso propio+ Nieve	SI	6,61mm en centro del tablero	67.62MPa en viga acero
puente-new-10	58	HEB 240	D244,5 t14	D244.5 t14	0.2	Peso propio+Viento transversal	SI	6,39mm en node 38/50/54	160549Pa en viga acero
puente-new-10	60	HEB 240	D244,5 t14	D244.5 t14	0.2	Peso propio+Momento vuelco vertical	SI	5,99mm en centro del tablero	160549Pa en viga acero
puente-new-10	56	HEB 240	D244,5 t14	D244.5 t14	0.2	Peso propio+Viento transversal+Nieve	SI	6,5mm en centro del tablero	173312Pa en viga acero
puente-new-10	57	HEB 240	D244,5 t14	D244.5 t14	0.2	Peso propio+Viento longitudinal	SI	6,21mm en centro del tablero	160549Pa en viga acero
puente-new-10	59	HEB 240	D244,5 t14	D244.5 t14	0.2	Peso propio+Viento vertical tablero	SI	6,64mm en centro del tablero	160549Pa en viga acero
puente-new-10	61	HEB 240	D244,5 t14	D244.5 t14	0.2	Peso propio+Momento vuelco vertical en Sentido Z negativas	SI	6,40mm en centro del tablero	160549Pa en viga acero
puente-new-10	62	HEB 240	D244,5 t14	D244.5 t14	0.2	Peso propio+Vehículo pesado (zona Central)	SI	22,84 mm en zona vehículo pesado	272023Pa en viga acero
puente-new-10	69	HEB 240	D244,5 t14	D244.5 t14	0.2	Todas las acciones actuando a la vez (vehículo pesado en el centro del puente)	SI	29,01mm en el tablero	209.5MPa en viga acero 27.10MPa en tablero hormigon
puente-new-10	68	HEB 240	D244,5 t14	D244.5 t14	0.2	Peso propio+ todas las acciones actuando a excepción de la sobrecarga	SI	24mm en el tablero	166.136MPa en viga acero 27.10MPa en tablero hormigon
puente-new-10	70	HEB 240	D244,5 t14	D244.5 t14	0.2	Peso propio+Viento transversal+Viento longitudinal+Viento vertical (Y -)+ Momento vuelco	SI	6,38mm	63.57MPa en viga acero
puente-new-10	71	HEB 240	D244,5 t14	D244.5 t14	0.2	Peso propio+Sobrecarga+ Vehículo pesado centrado en el puente+ viento vertical+Nieve	SI	29,50mm	213.00MPa en viga acero 27.10MPa en tablero hormigon

**Tabla 14: Resultados obtenidos ante los casos de carga aplicados, para la configuración seleccionada para el puente en materiales convencionales.**

Como se puede apreciar en la Tabla 14, para todos los casos de carga analizados, la configuración descrita para la estructura en “puente-new-10” cumple con los dos requerimientos al diseño impuestos, de flecha máxima admisible, inferior a 30mm en el tablero y de 15mm en las vigas de la celosía y la tensión de Von Mises es siempre inferior a 260MPa en las vigas de acero e inferior a 30MPa en el tablero de hormigón.

El caso de carga más crítico es aquel en el que actúan todos los casos de carga a la vez, siendo la acción del vehículo pesado, la acción que genera las mayores flechas en la estructura.

Por lo tanto bajo una configuración de perfiles de acero HEB 240 en la base del puente, perfiles de sección circular de diámetro 244,5mm y espesor de 14mm también en acero en la celosía del puente, y un tablero de hormigón de 20 centímetros, el puente peatonal cumple con los requerimientos impuestos al diseño.

## 5 CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA EN MATERIALES COMPUESTOS.

### 5.1 DESCRIPCIÓN DEL MODELO NUMÉRICO

El punto de partida para el análisis del puente en materiales compuestos, en lo relativo a las dimensiones de los perfiles de la estructura y del tablero del puente, son los resultados obtenidos tras el análisis del puente en materiales convencionales, de esta manera, el puente en materiales compuestos está formado por una estructura de vigas con sección circular hueca soldadas entre si, formando una celosía, un tablero en la base del puente y vigas de sección en I soportando el peso del tablero. Se encuentra apoyado en sus extremos directamente al terreno y en dos puntos intermedios a dos pilas situadas a 15 y 45 metros respectivamente de sus extremos.

El tablero como se verá a continuación más en detalle, se va a diseñar partiendo de una estructura tipo sándwich en material compuesto, y las vigas de la celosía y de base del puente, estarán constituidas por perfiles de material compuesto extruidos.

#### 5.1.1 Justificación de los elementos seleccionados.

Los elementos seleccionados para modelizar el comportamiento de las barras del puente son elementos BEAM3D, al igual que ya se empleara en el cálculo del puente en materiales convencionales, y elementos SHELL4L para modelizar el tablero del puente en material compuesto.

La descripción del elemento BEAM 3D, puede verse en la Figura 91:

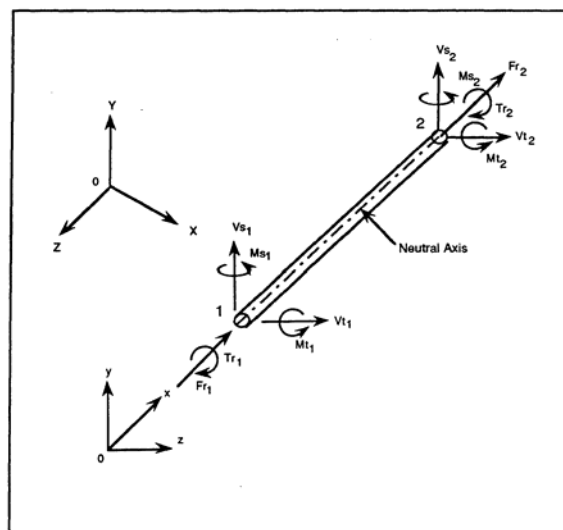


Figura 91: Direcciones de fuerzas y momentos en el Sistema de coordenadas del elemento BEAM3D.

Al tratarse de estructura articulada, se ha modelizado las barras con elementos uniaxiales BEAM3D, ya que los esfuerzos que verán las barras serán esfuerzos a tracción y a compresión, por otro lado, para la modelización del tablero, al presentar éste una estructura tipo sándwich la selección de los elementos SHELL4L es la más adecuada para poder representar el comportamiento de los materiales compuestos.

En la siguiente figura, puede verse la descripción gráfica del elemento SHELL4L, junto con el sentido en el que se toman los ejes de referencia del elemento.

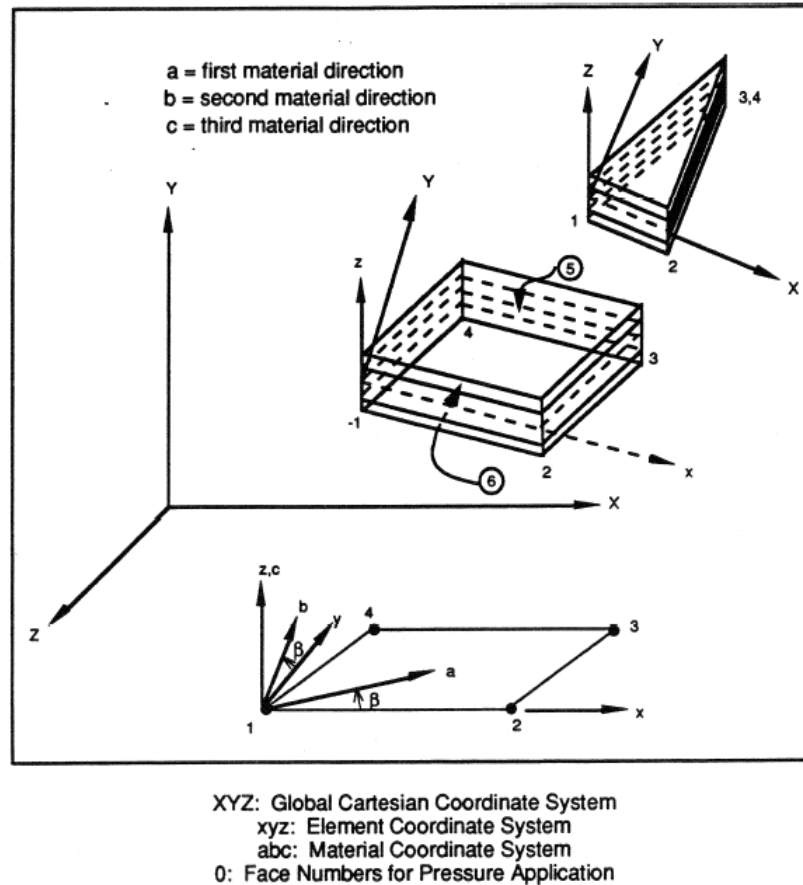


Figura 92: Descripción de los elementos SHELL4L

### 5.1.2 Justificación de los materiales seleccionados.

En este apartado se tratan de justificar las razones que han dado lugar a la selección realizada de materiales compuestos para los perfiles de las vigas y para el tablero del puente.

### Justificación de los materiales seleccionados para el tablero

Para la selección de los materiales para el tablero que forman parte de la estructura tipo sándwich, se ha partido de la teoría del análisis de resistencia de materiales para las vigas sándwich:

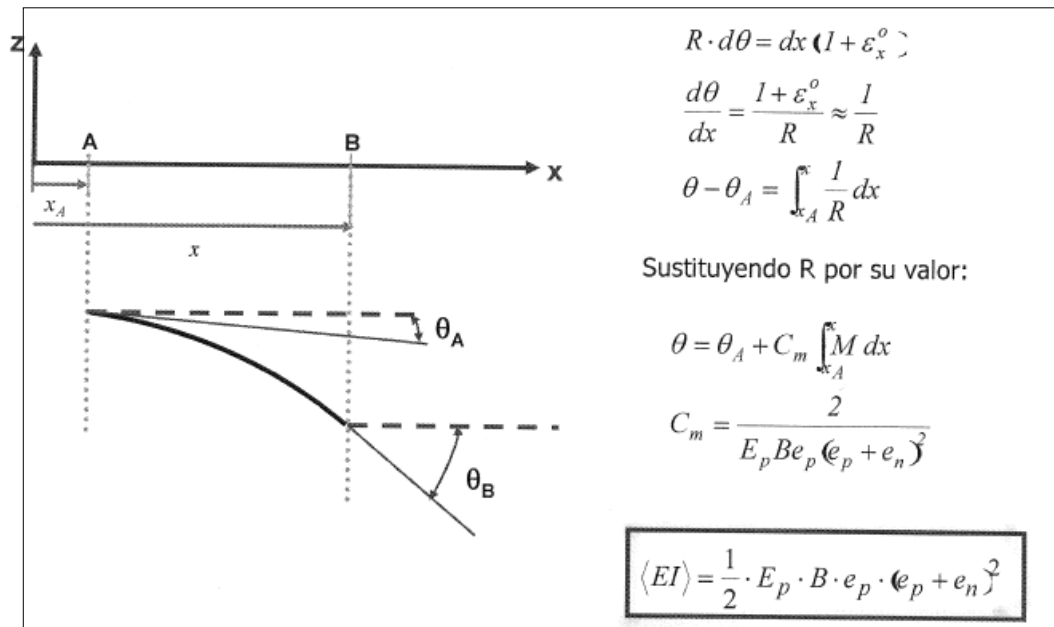


Figura 93: Fórmula del giro, en las vigas de material sándwich

$$\langle EI \rangle = \frac{1}{2} \cdot E_p \cdot B \cdot e_p \cdot (e_p + e_n)^2 \quad \text{Material tipo sándwich}$$

Mientras que la fórmula si el tablero es de hormigón es la siguiente:

$$\langle EI \rangle_{HORMIGON} = E_{HORMIGON} \cdot \frac{1}{12} \cdot B \cdot H^3 \quad \text{Material convencional}$$

Siendo:

B: Anchura del tablero (m)

H: Altura del tablero (m)

De esta manera, el criterio seleccionado para elegir entre un material compuesto de uno u otro tipo para el diseño del tablero, responde a seleccionar un material, cuya rigidez a flexión  $\langle EI \rangle$  sea igual o superior al del hormigón, ya que de esta manera, se asegurará que el diseño se encuentra en todo momento, del lado de la seguridad ya que el material soportará las mismas o mayores cargas que el material que se seleccionó para el diseño del tablero en hormigón cumpliendo con los requerimientos al diseño impuesto.

Por lo tanto deben cumplirse las siguientes condiciones en el diseño del puente en material compuesto:

- 1) El producto del modulo de elasticidad por la rigidez del material para el tablero del puente en materiales compuestos, debe ser igual o superior que los del hormigón seleccionado para el puente en material convencional, para asegurar que siempre se está del lado de la seguridad.

$$\langle EI \rangle_{MAT.COMPUUESTO} \geq \langle EI \rangle_{HORMIGON}$$

De esta manera se procede con el cálculo:

$$E_{HORMIGON}=3,1 \cdot 10^{10} \text{Pa}$$

$$B= 3,75\text{m}$$

$$H=0,2\text{m}$$

$$\langle EI \rangle_{HORMIGON} = 3,1 \cdot 10^{10} \cdot \frac{1}{12} \cdot 3,75 \cdot (0,2)^3$$

$$\langle EI \rangle_{HORMIGON} = 77,50 \text{MN} \cdot \text{m}^2$$

$$\langle EI \rangle_{MAT.COMPUUESTO.Tablero} \geq 77,50 \text{MN} \cdot \text{m}^2$$

- 2) Analizando la fórmula de la rigidez a flexión para el material en estructura sándwich, se observa una relación directa en la ecuación de la obtención de  $\langle EI \rangle$  en función del espesor de las pieles y del núcleo.
- 3) Por otro lado, un buen diseño de panel sándwich, contempla la siguiente relación entre los espesores de las pieles y del núcleo:

$$\frac{1}{10} < \frac{e_p}{e_N} < \frac{1}{100}$$

- 4) Otro de los criterios empleados en la selección de los materiales es, basándose en la experiencia en la fabricación de los materiales compuestos en el mundo aeronáutico, que el espesor de las pieles en los sándwich, no debe de exceder de 8mm, para asegurar un correcto proceso de curado de las pieles al núcleo evitando su despegue durante el proceso de fabricación.



- 5) En el diseño se va a considerar un laminado simétrico, por lo que se selecciona la siguiente composición en la orientación de las láminas que forman los pieles del sándwich, ya que principalmente el tablero se verá sometido a cargas en dirección perpendicular a su superficie, las carga de flexión:

60% orientadas a  $0^\circ$   
 20% orientadas a  $90^\circ$   
 10% orientadas a  $45^\circ$   
 10% orientadas a  $-45^\circ$

Esto implica la siguiente composición:

$$[0_6 / 90_2 / \pm 45]_{ns}$$

### Materiales estudiados para las pieles del sándwich

Se han analizado varios tipos de materiales para el laminado de las pieles del sándwich que formará parte del tablero, entre una selección de materiales pre-pregs de fibra de vidrio y de fibra de carbono. De entre todos ellos, se han seleccionado, aquellos que presentan mayores propiedades mecánicas en el ámbito de la resistencia y módulo de elasticidad, ya que para la aplicación del puente, esté es un requisito indispensable.

En las tablas mostradas a continuación se muestra una selección de materiales, dentro de los pre-pregs de fibra de vidrio y dentro de los pre-pregs de fibra de carbono, que se emplean en la industria, cuyas altas propiedades mecánicas los hacen buenos candidatos a formar parte de los materiales a emplear en el puente en materiales compuestos, que se analizará a continuación:

PROPIEDADES MECANICAS PRE-PREGS DE FIBRA DE VIDRIO						
Denominacion material	Tipo	Ex (Gpa)	$\sigma_x$ (MPa)	Ey (Gpa)	$\sigma_y$ (MPa)	Espesor de la lamina (mm)
FV-1	Fibra de vidrio reforzado con Pre-preg Epoxi (Temp de curado 180C)	27.5	600	12.5	60	0.25
FV-2	Fibra de vidrio reforzado con Pre-preg Epoxi (Temp de curado 120C)	19	310	16	260	0.25
FV-3	Fibra de vidrio reforzado con Pre-preg Epoxi (Temp de curado 180C)	24	410	24	395	0.25
FV-4	Fibra de vidrio reforzado con Pre-preg Epoxi (Temp de curado 125C)	19	350	16.5	350	0.25

Tabla 15: Propiedades mecánicas de cuatro tipos de pre-pregs de fibra de vidrio, empleados en la industria.

PROPIEDADES MECANICAS PRE-PREGS DE FIBRA DE CARBONO						
Denominacion material	Tipo	Ex (Gpa)	$\sigma_x$ (MPa)	Ey (Gpa)	$\sigma_y$ (MPa)	Espesor de la lamina (mm)
FC-1	Refuerzo de Fibra de Carbono con resina epoxi (180C temp de curado)	180	2400	9	50	0.184
FC-2	Refuerzo de Fibra de Carbono con resina epoxi (180C temp de curado)	65	620	75	550	0.319
FC-3	Refuerzo de Fibra de Carbono con resina epoxi (180C temp de curado)	135	1650	10	50	0.184
FC-4	Refuerzo de Fibra de Carbono con resina epoxi (180C temp de curado)	60	650	60	650	0.283

Tabla 16: Propiedades mecánicas de cuatro tipos de pre-pregs de fibra de carbono, empleados en la industria.

Para poder seleccionar el material de las pieles de entre los mostrados en las tablas, se calcularon las propiedades mecánicas del laminado en conjunto y se partió de aquellos pre-pregs cuya resistencia mecánica por lámina era más elevada, de esta manera, en el proyecto, basándose en la teoría del laminado y siguiendo el esquema de apilado simétrico descrito con anterioridad, se procedió, para cada uno de los materiales seleccionados para el laminado, al cálculo de las propiedades mecánicas de cada uno de ellos para ver cual presentaba mejores propiedades mecánicas para la aplicación.

De acuerdo con la teoría del laminado:

$$E_p \equiv E_x^0 \quad (\text{EQUIVALENTE SIMÉTRICO})$$

$$E_x^0 = \frac{1}{a_{11}^*}$$

$$[a^*] = [A^*]^{-1} \quad (\text{LAMINADO SIMÉTRICO})$$

$$[A^*] = \frac{[A]}{e_p}$$

$$[A] = \sum [\overline{Q}]_i \cdot h_i$$

PROPIEDADES MECANICAS LAMINADOS DE LAS PIELES DEL SANDWICH										
Configuracion	Material Piel	No. Capas a 0	No. Capas a 90	No. Capas a 45	No. Capas a -45	Espesor total piel (mm)	Ex (Mpa)	Ey (Mpa)	Gxy (Mpa)	Nuxy
1	FV-1	6	2	2	2	3.000	19994	15220	5224	0.3
2	FV-1	6	2	1	1	2.500	21583	15714	4574	0.3
3	FV-1	12	4	2	2	5.000	21583	15714	4574	0.3
4	FC-1	6	2	1	1	1.845	118923	51492	13621	0.2
5	FC-1	12	4	2	2	3.690	118923	51492	13621	0.2
6	FC-1	18	6	3	3	5.535	118923	51492	13621	0.2
7	FC-2	6	2	1	1	3.190	66445	66445	9769	0.3
8	FC-1	12	4	2	2	6.380	66445	66445	9769	0.3
9	FC-1	24	8	4	4	7.380	118923	51492	13621	0.2
10	FV-1	18	6	3	3	7.500	21583	15714	4574	0.3

Tabla 17: Propiedades mecánicas de varias configuraciones de laminados analizadas para las pieles del sándwich.

De esta manera, en función de los diversos tipos de laminados analizados en la tabla anterior, para formar parte de las pieles del sándwich que formará el tablero, se han estudiado diversas configuraciones para dichos laminados y diversos espesores para los núcleos. Se ha pretendido calcular la rigidez a flexión  $\langle EI \rangle$  para poder determinar, cuales de todas estas iteraciones, cumple con el requerimiento de ser igual ó mayor a la resistencia mecánica ofrecida por el tablero de hormigón calculado para el puente en materiales convencionales.

Las configuraciones de pieles y núcleos estudiados para el tablero han sido los siguientes:

CONFIGURACION Y RESISTENCIA DEL SANDWICH DEL TABLERO							
Configuracion	Tipo pre-preg	Configuracion laminado	Tipo nucleo	E laminado ( MPa)	Espesor laminado (mm)	Espesor nucleo (mm)	$\langle EI \rangle$ sandwich ( MN·m2)
1	Vidrio	1	Espuma	19994	3.00	60.0	0.45
2	Vidrio	2	Espuma	21583	2.50	50.0	0.28
3	Vidrio	3	Honeycomb	21583	5.00	100.0	2.23
4	Vidrio	3	Honeycomb	21583	5.00	200.0	8.50
5	Vidrio	3	Honeycomb	21583	5.00	250.0	13.16
6	Carbono	4	Espuma	118923	1.85	36.9	0.62
7	Carbono	5	Espuma	118923	3.69	73.8	4.94
8	Carbono	6	Honeycomb	118923	5.54	110.7	16.67
9	Carbono	6	Honeycomb	118923	5.54	200.0	52.14
10	Carbono	6	Honeycomb	118923	5.54	250.0	80.59
11	Carbono	6	Honeycomb	118923	5.54	275.0	97.13
12	Carbono	7	Espuma	66445	3.19	63.8	1.78
13	Carbono	8	Honeycomb	66445	6.38	127.6	14.27
14	Carbono	8	Honeycomb	66445	6.38	350.0	100.95
15	Carbono	8	Honeycomb	66445	6.38	200.0	33.85
16	Carbono	8	Honeycomb	66445	6.38	250.0	52.25
17	Carbono	9	Honeycomb	118923	7.38	147.6	39.53
18	Carbono	9	Honeycomb	118923	7.38	200.0	70.77
19	Carbono	9	Honeycomb	118923	7.38	250.0	109.01
20	Carbono	9	Honeycomb	118923	7.38	275.0	131.22
21	Vidrio	10	Honeycomb	21583	7.50	150.0	7.53
22	Vidrio	10	Honeycomb	21583	7.50	500.0	78.17
23	Vidrio	10	Honeycomb	21583	7.50	550.0	94.33

Tabla 18: Configuraciones analizadas para el sándwich del tablero.

De las 23 configuraciones analizadas, las seleccionadas en la Tabla 18 en naranja, (configuraciones 10, 11, 14, 19,20, 22 y 23) son aquellas en las que se cumple que la rigidez a flexión  $\langle EI \rangle$  de la sección, es mayor que la obtenida para el tablero en hormigón del puente en materiales convencionales:

$$\langle EI \rangle_{MAT.COMPUERTO} \geq \langle EI \rangle_{HORMIGON}$$

$$\langle EI \rangle_{MAT.COMPUERTO.Tablero} \geq 77,5MN \cdot m^2$$

### Materiales estudiados para el núcleo del sándwich

Por la teoría de la resistencia de materiales, si bien la resistencia a compresión de los núcleos no es muy elevada, si lo es en cambio, la resistencia a los esfuerzos de cortadura. En el caso de los núcleos, en los materiales de estructura tipo sándwich, interesa que éste tenga una baja densidad, para facilitar el transporte y montaje del tablero del puente, que presente buena resistencia a cortadura y que se pueda suministrar con el espesor requerido para garantizar el cumplimiento de los requerimientos de resistencia exigida en la aplicación.

El motivo por el que de entre los núcleos seleccionados, no aparezca ningún núcleo de espuma, cuando a priori, este tipo de núcleos presentan muy buenas propiedades mecánicas a cortadura y muy baja densidad, se debe a que en el mejor de los casos, el espesor máximo en el que se suministra el producto no supera los 80mm. Esto, ha hecho que para el proyecto se haya tenido que desechar la posibilidad de su empleo, ya que se necesitan mayores espesores de núcleo para poder garantizar un módulo de resistencia del tablero superior al obtenido para el tablero en hormigón.

En la Tabla 19 incluida a continuación se muestran cuatro tipos de núcleos empleados en la industria junto con sus propiedades mecánicas:

NUCLEOS					
Denominación material	Tipo	Densidad (Kg/m <sup>3</sup> )	Resist a compresion (MPa)	Modulo cortadura (MPa)	Espesores disponibles (mm)
N-1	Papel de aramida en resina fenolica	144	15	115	3-560mm
N-2	Papel de fibra de vidrio en resina fenolica	136	9.45	131	3-420mm
N-3	Nucleo de nido de abeja en aluminio	127	7.2	735	100mm
N-4	Nomex, papel de poliamida en resina fenolica	72	3.86	65.5	3-200mm

Tabla 19: Propiedades mecánicas de 4 tipos de núcleos empleados en la industria.

De los cuatro tipos de núcleos mostrados en la tabla, se ha seleccionado el material N-1, por presentar buena resistencia a compresión, un elevado módulo de cortadura y estar disponible por parte del fabricante en espesores mayores de 250mm, que es el espesor calculado con anterioridad para garantizar que la rigidez a flexión  $<EI>$  es superior a la calculada para el tablero en hormigón.

### Justificación de los materiales seleccionados para las vigas

Las vigas, como se ha mencionado con anterioridad, serán perfiles redondos huecos, para la parte de la estructura que forma la celosía del puente y perfiles con sección en I,

para la base que soporta el peso del tablero y los esfuerzos a flexión del conjunto de la estructura.

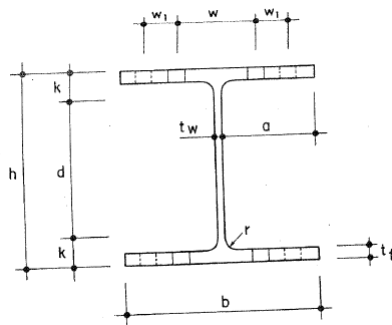
El requisito estructural de partida, a la hora de seleccionar un tipo u otro de material para las vigas es el siguiente:

$$\langle EI \rangle_{\text{PERFILES-MAT.COMPUESTO}} \geq \langle EI \rangle_{\text{PERFILES-ACERO}}$$

De esta manera, tras el cálculo de la estructura en materiales convencionales se tienen los siguientes datos de la estructura:

Perfiles seleccionados para las vigas de la base del puente:

Perfiles HEB 240



Dimensiones del Perfil HEB

240

h: 240mm

b: 240mm

t<sub>w</sub>: 10mm

Figura 94: Dimensiones del perfil HEB240

$E_{\text{ACERO}}: 2,1 \cdot 10^{11} \text{Pa}$

$$EI_{\text{Perfiles\_BASE}} = 22,87 \text{MN} \cdot \text{m}^2$$

$$EI_{\text{Perfiles\_BASE\_MAT.COMPUESTO}} \geq 22,87 \text{MN} \cdot \text{m}^2$$

Perfiles seleccionados para la celosía del puente:

Los perfiles de sección circular hueca seleccionados tras el cálculo del puente en materiales convencionales, presentan las siguientes características geométricas:

Diámetro exterior: 244,5mm

Espesor: 14mm

Por lo que la rigidez a flexión  $\langle EI \rangle$  de los perfiles de la celosía es:

$E_{\text{ACERO}}: 2,1 \cdot 10^{11} \text{Pa}$

$$I = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot (a^4 - b^4)$$

Siendo: a: Radio exterior: 122,25mm  
b: Radio interior: 108,25mm

$$EI_{\text{Perfiles\_celosia\_acero}} = 14,20MN \cdot m^2$$

$$EI_{\text{Perfiles\_celosia\_MAT.COMPUESTO}} \geq 14,20MN \cdot m^2$$

De esta manera, en el proyecto se han analizado una serie de laminados en función del tipo de material del pre-preg y variando el número de telas por orientación de las láminas que forman el laminado, guardando siempre una configuración simétrica. Las propiedades mecánicas para cada una de estas configuraciones obtenidas han sido:

PROPIEDADES MECANICAS LAMINADOS DE LOS PERFILES DE LAS VIGAS										
Configuracion	Material Piel	No. Capas a 0	No. Capas a 90	No. Capas a 45	No. Capas a -45	Espesor total piel (mm)	Ex (Mpa)	Ey (Mpa)	Gxy (Mpa)	Nuxy
1-STRUCT	Vidrio Fiberline	48	16	8	8	16.00	20771	13097	4056	0.225
2-STRUCT	FC-1	48	16	8	8	14.72	118923	51492	13621	0.2
3-STRUCT	Vidrio Fiberline	54	18	9	9	18.400	20928	13000	4033	0.225
4-STRUCT	FC-1	54	18	9	9	16.560	118923	51492	13621	0.2
5-STRUCT	FC-1	60	20	10	10	18.400	118923	51492	13621	0.2

Tabla 20: Propiedades mecánicas de las configuraciones analizadas para los laminados de las vigas

#### Selección del material y de la configuración de partida para las vigas de la celosía del puente

Para las vigas con sección circular, partiendo de las propiedades mecánicas obtenidas para estas configuraciones de laminados, se han ido analizando varios tipos de secciones para las vigas de la celosía del puente, obteniendo así, el momento de inercia de la sección de la viga, y por consiguiente, el valor del producto de <EI> para cada una de las combinaciones de tamaño y tipo de perfiles estudiado.

En la Tabla 21, pueden verse las configuraciones de perfiles de sección circular, analizados para las vigas de la celosía del puente.

VIGAS SECCION CIRCULAR-CELOSIA							
Item	Material	Configuracion	Radio (m)	Espesor (m)	I (m4)	E material(Pa)	EI(MN m2)
1	Vidrio Fiberline	1-STRUCT	0.15	0.016	0.000144	2.08E+10	3.00
2	Carbono	2-STRUCT	0.15	0.01472	0.000135	1.12E+11	15.06
3	Carbono	2-STRUCT	0.16	0.01472	0.000165	1.12E+11	18.45
4	Carbono	5-ESTRUCT	0.15	0.0184	0.000162	1.12E+11	18.14
5	Carbono	2-STRUCT	0.2	0.01472	0.000331	1.12E+11	37.06
6	Vidrio Fiberline	1-STRUCT	0.2	0.016	0.000356	2.08E+10	7.40
7	Vidrio Fiberline	1-STRUCT	0.269	0.016	0.000895	2.08E+10	18.58

Tabla 21: Valores de rigidez a flexión para las configuraciones analizadas de las vigas con sección circular.

Los valores que aparecen seleccionados (filas 2,3,4,5 y 7) son aquellos en los que se cumple que la rigidez a flexión,  $\langle EI \rangle$ , es mayor que la obtenida para las vigas de sección circular en acero calculadas para el puente de materiales convencionales, es decir se cumple que:

$$EI_{Perfiles\_celosia\_MAT.COMPUUESTO} \geq 14,20 MN \cdot m^2$$

En la fila 7 de la tabla, se presenta una configuración que emplea un pre-preg de fibra de vidrio, mientras que las otras configuraciones seleccionadas son todas de fibra de carbono, sin embargo, al comprobar la dimensión del radio de la viga en fibra de vidrio, que cumple con el requerimiento de diseño de partida, se desecha la opción de poder realizar la celosía en otro material compuesto que no sea fibra de carbono, ya que sin haber calculado aún la estructura, el partir de perfiles de fibra de vidrio de 538mm de diámetro no resulta viable por el gran tamaño de estas vigas, que las harían inmanejables, considerando el elevado número de vigas que tiene el puente.

En la misma tabla, en la fila 4, la configuración marcada en verde, es la seleccionada como punto de partida para realizar el cálculo de la estructura de la celosía en materiales compuestos con el programa Cosmos, ya que cumple con el requerimiento de rigidez a flexión  $\langle EI \rangle$  sin sobrepasarlo en sobre medida.

### Selección del material y de la configuración de partida para las vigas de la base del puente

De la misma manera, para las vigas con sección en I que forman parte de la base del puente, se han analizado las siguientes configuraciones:

VIGAS SECCIÓN EN I-BASE									
Item	Material	Configuracion laminado	Altura total(m)	Base Total(m)	Espesor altura(m)	espesor anchura (m)	I(m4)	Ematerial (Pa)	EI(MNm2)
1	Vidrio Fiberline	3-STRUCT	0.36	0.18	0.0184	0.0184	2.45E-04	2.09E+10	5.13
2	Vidrio Fiberline	3-STRUCT	0.3	0.3	0.0184	0.0184	2.47E-04	2.09E+10	5.17
3	Vidrio Fiberline	3-STRUCT	0.5	0.5	0.0184	0.0184	1.22E-03	2.09E+10	25.53
4	FC-1	2-STRUCT	0.3	0.15	0.015	0.015	1.16E-04	1.19E+11	13.80
5	FC-1	4-STRUCT	0.36	0.18	0.017	0.017	2.29E-04	1.19E+11	27.26
6	FC-1	4-STRUCT	0.24	0.24	0.017	0.01	1.09E-04	1.19E+11	12.95
7	FC-1	5-STRUCT	0.30	0.30	0.0184	0.0184	2.47E-04	1.19E+11	29.39
8	FC-1	4-STRUCT	0.30	0.30	0.017	0.017	2.31E-04	1.19E+11	27.49
9	FC-1	2-STRUCT	0.30	0.30	0.0147	0.0147	0.00020391	1.19E+11	24.25

Tabla 22: Valores de <EI> para las configuraciones analizadas de las vigas de la base con sección en I.

En la tabla 22, los valores que aparecen seleccionados (filas 3, 5, 7, 8 y 9) son aquellos en los que se cumple que la rigidez a flexión <EI> es mayor que el obtenido para las vigas de sección en I en acero calculadas para el puente de materiales convencionales, es decir se cumple que:

$$EI_{\text{Perfiles\_BASE\_MAT.COMPUESTO}} \geq 22,87 \text{ MN} \cdot \text{m}^2$$

De las filas seleccionadas, todas están formadas por laminados en fibra de carbono a excepción de la configuración de la fila 3, que está formado por un laminado en fibra de vidrio. Sin embargo, para lograr cumplir con el requerimiento de rigidez a flexión <EI> adecuado, es necesario partir de un perfil de sección en I, de altura y anchura igual a 0,5m, lo cual, por sus grandes dimensiones, hace inviable una selección de viga en I formada por un laminado basado en fibra de vidrio.

Por otro lado, en la fila 7 de la tabla, la selección en color verde, es la elegida tras el análisis como punto de partida para realizar el cálculo de las vigas de la base del puente en materiales compuestos con el programa Cosmos, ya que cumple con el requerimiento de rigidez a flexión <EI> sin sobrepasarlo en sobre medida.

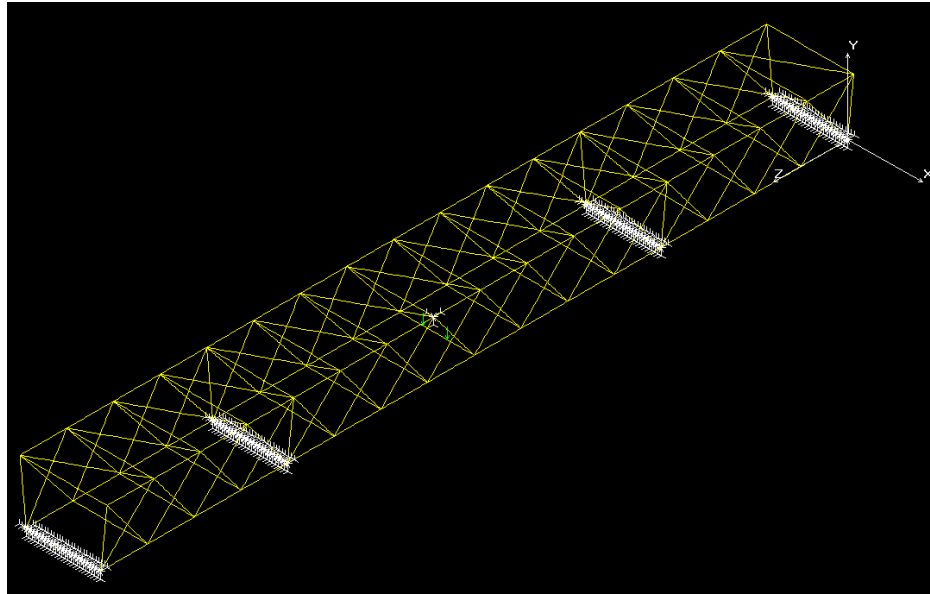
### 5.1.3 Modelización de la estructura

Al igual que en la modelización del puente en materiales convencionales, el puente peatonal se encuentra apoyado en cada uno de sus extremos directamente al terreno y



además se encuentra apoyado por dos pilas de hormigón a una distancia de 15 y 45 metros respectivamente, que le confieren mayor estabilidad.

Se ha simulado estos cuatro apoyos, como una restricción al movimiento y al giro en las tres direcciones y en los tres ejes respectivamente, para aquellos nodos situados en la base del puente en las cotas:  $Z=0$ ,  $Z=15$ ,  $Z=45$ ,  $Z=60$ , donde el eje  $Z$  y la restricción al movimiento aplicado en el modelo puede apreciarse en la Figura 95:



**Figura 95: Modelización de los apoyos del puente, como restricciones al movimiento.**

Como se describió anteriormente, las vigas se han modelizado por medio de elementos BEAM 3D, al igual que se hiciera en el puente en materiales convencionales, y el panel por medio de elementos SHELL4L. Antes del comienzo del cálculo de cada caso de carga y el análisis de las distintas configuraciones para la estructura, se procedió a realizar un análisis de sensibilidad para determinar el tamaño de la malla del tablero. Tras dicho análisis de sensibilidad de la malla, se optó por el mismo mallado empleado para el puente en materiales convencionales, formado por 6332 nodos y 6658 elementos.

En el anexo B, puede encontrarse el análisis de sensibilidad realizado.

#### Dimensiones de partida para la estructura

Como punto de partida para el inicio de los cálculos, se han seleccionado de entre todas las configuraciones analizadas para las vigas, las que presentaran un producto  $\langle EI \rangle$  igual ó mayor, que el de las vigas calculadas en materiales convencionales, como se ha descrito en el capítulo anterior. En las siguientes tablas, se muestra el material seleccionado para las vigas y la configuración de partida para el cálculo, para las vigas:

PROPIEDADES MECANICAS MATERIAL VIGAS							
Material	E <sub>1</sub>	E <sub>2</sub>	Y <sub>21</sub>	G <sub>12</sub>	X	Y	S
FC-1	1.80E+11	9.00E+09	0.3	5.50E+09	2.40E+09	5.00E+07	7.00E+07

Tabla 23: Propiedades mecánicas del material seleccionado para las vigas del puente.

PROPIEDADES MECANICAS LAMINADOS DE LOS PERFILES DE LAS VIGAS										
Configuracion	Material Piel	No. Capas a 0	No. Capas a 90	No. Capas a 45	No. Capas a -45	Espesor total piel (mm)	Ex (Mpa)	Ey (Mpa)	Gxy (Mpa)	Nuxy
5-STRUCT	FC-1	60	20	10	10	18.400	118923	51492	13621	0.2

Tabla 24: Configuración seleccionada para el laminado de las vigas del puente.

VIGAS SECCION CIRCULAR-CELOSIA							
Item	Material	Configuracion	Radio (m)	Espesor (m)	I (m4)	E material(Pa)	EI(MN m2)
4	Carbono	5-STRUCT	0.15	0.0184	0.000162	1.12E+11	18.14

Tabla 25: Dimensiones geométricas de partida para la viga circular hueca que forma la celosía del puente.

VIGAS SECCION EN I-BASE									
Item	Material	Configuracion laminado	Altura total(m)	Base Total(m)	Espesor altura(m)	espesor anchura (m)	I(m4)	Ematerial (Pa)	EI(MNm2)
7	FC-1	5-STRUCT	0.30	0.30	0.0184	0.0184	2.47E-04	1.19E+11	29.39

Tabla 26: Dimensiones geométricas de partida para la viga de sección en I situada en la base del puente.

### Modelización del tablero

Como se ha comentado en con anterioridad, el tablero del puente en material compuesto presenta una estructura tipo sándwich, por lo que para realizar los cálculos, se ha modelizado el tablero por medio de elementos SHELL4L, que permiten modelizar las capas que forman los laminados, sin embargo, aún al tratarse de una estructura tipo sándwich, en lugar de seleccionar para el elemento SHELL4L, la opción para modelizar el tablero como un sándwich, se ha optado por modelizar todo el sándwich como si toda la configuración formara parte del mismo laminado, esto es, se ha considerado el núcleo del sándwich como otra lámina formando parte del laminado. La explicación de esto se debe a querer estudiar el comportamiento de cada lámina ante la aplicación de los esfuerzos de una forma más detallada y de esta manera, analizar, si una lámina con una configuración determinada rompe ante la aplicación de un determinado tipo de esfuerzo. De esta manera, y avanzando lo que se describirá en detalle más adelante, si se parte de una estructura tipo sándwich cuyas pieles presentan la siguiente configuración de laminados,  $[0_6 / 90_2 / 45 / -45]_{2S}$ , la manera en la que se ha modelizado el sándwich es la siguiente:

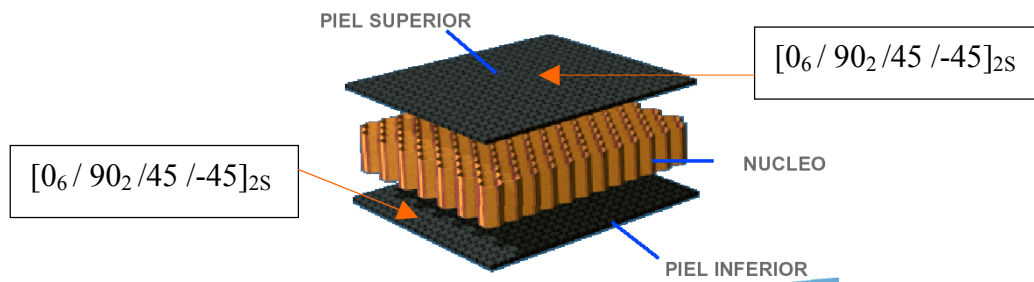


Figura 96: Esquema de la configuración del tablero tipo sándwich.

	Nº LAMINA	Orientacion lamina
PIEL SUPERIOR	1	0 <sub>6</sub>
	2	90 <sub>2</sub>
	3	+45 1
	4	-45 1
	5	0 <sub>6</sub>
	6	90 <sub>2</sub>
	7	+45 1
	8	-45 1
	9	-45 1
	10	+45 1
	11	90 <sub>2</sub>
	12	0 <sub>6</sub>
	13	-45 1
	14	+45 1
	15	90 <sub>2</sub>
	16	0 <sub>6</sub>
	17	NUCLEO
PIEL INFERIOR	18	0 <sub>6</sub>
	19	90 <sub>2</sub>
	20	+45 1
	21	-45 1
	22	0 <sub>6</sub>
	23	90 <sub>2</sub>
	24	+45 1
	25	-45 1
	26	-45 1
	27	+45 1
	28	90 <sub>2</sub>
	29	0 <sub>6</sub>
	30	-45 1
	31	+45 1
	32	90 <sub>2</sub>
	33	0 <sub>6</sub>

Tabla 27: Esquema de la configuración de las láminas que simulan el sándwich del tablero.

De esta manera, se puede ver, que el elemento SHELL4L, que simula la estructura sándwich del tablero del puente, modeliza un laminado formado por 33 láminas, cada una en la orientación indicada en la tabla 27, donde la capa 17 representa el núcleo del sándwich.

A continuación se muestra el material, la configuración del laminado seleccionado para las pieles y el espesor seleccionado para el núcleo, como punto de partida para el cálculo del puente en materiales compuestos:

PROPIEDADES MECANICAS POR CAPA DE LAS PIELES							
Material	E <sub>1</sub>	E <sub>2</sub>	Y <sub>21</sub>	G <sub>12</sub>	X	Y	S
FC-1	1.80E+11	9.00E+09	0.3	5.50E+09	2.40E+09	5.00E+07	7.00E+07

Tabla 28: Propiedades mecánicas por capa, del material seleccionado para formar el laminado de las pieles del sándwich del tablero del puente.

PROPIEDADES MECANICAS LAMINADOS DE LOS PERFILES DE LAS VIGAS										
Configuracion	Material Piel	No. Capas a 0	No. Capas a 90	No. Capas a 45	No. Capas a -45	Espesor total piel (mm)	Ex (Mpa)	Ey (Mpa)	Gxy (Mpa)	Nuxy
5-STRUCT	FC-1	60	20	10	10	18.400	118923	51492	13621	0.2

Tabla 29: Propiedades mecánicas de la configuración de partida del laminado de las pieles del sándwich del tablero del puente.

NUCLEOS					
Denominacion material	Tipo	Densidad (Kg/m3)	Resist. a Compresion (MPa)	Modulo a Cortadura (Mpa)	Espesor de partida (mm)
N-1	Papel de Aramida en resina fenolica	144	15	115	250

Tabla 30: Propiedades mecánicas del material del seleccionado para el núcleo del sándwich del tablero y espesor de partida para los cálculos.

PROPIEDADES MECANICAS LAMINADOS DE LAS PIELES DEL SANDWICH										
Configuracion	Material Piel	No. Capas a 0	No. Capas a 90	No. Capas a 45	No. Capas a -45	Espesor total piel (mm)	Ex (Mpa)	Ey (Mpa)	Gxy (Mpa)	Nuxy
9	FC-1	24	8	4	4	7.380	118923	51492	13621	0.2

Tabla 31: Propiedades mecánicas de la configuración del laminado seleccionado para las pieles del tablero como punto de partida de los cálculos.

Considerando la información indicada en las tablas anteriores, la configuración seleccionada como punto de partida para el cálculo por medio de elementos finitos, para el tablero del puente en materiales compuestos es la siguiente:

Composite 1				
LAMINADO SIMETRICO (06/902/=45/-45)2s				
	Nº LAMINA	Orientacion lamina	Espesor lamina (mm)	Material
PIEL SUPERIOR	1	0 <sub>6</sub>	1.104	FC-1
	2	90 <sub>2</sub>	0.368	FC-1
	3	+45 <sub>1</sub>	0.184	FC-1
	4	-45 <sub>1</sub>	0.184	FC-1
	5	0 <sub>6</sub>	1.104	FC-1
	6	90 <sub>2</sub>	0.368	FC-1
	7	+45 <sub>1</sub>	0.184	FC-1
	8	-45 <sub>1</sub>	0.184	FC-1
	9	-45 <sub>1</sub>	0.184	FC-1
	10	+45 <sub>1</sub>	0.184	FC-1
	11	90 <sub>2</sub>	0.368	FC-1
	12	0 <sub>6</sub>	1.104	FC-1
	13	-45 <sub>1</sub>	0.184	FC-1
	14	+45 <sub>1</sub>	0.184	FC-1
	15	90 <sub>2</sub>	0.368	FC-1
	16	0 <sub>6</sub>	1.104	FC-1
	17	NUCLEO	250.000	N-1
PIEL INFERIOR	18	0 <sub>6</sub>	1.104	FC-1
	19	90 <sub>2</sub>	0.368	FC-1
	20	+45 <sub>1</sub>	0.184	FC-1
	21	-45 <sub>1</sub>	0.184	FC-1
	22	0 <sub>6</sub>	1.104	FC-1
	23	90 <sub>2</sub>	0.368	FC-1
	24	+45 <sub>1</sub>	0.184	FC-1
	25	-45 <sub>1</sub>	0.184	FC-1
	26	-45 <sub>1</sub>	0.184	FC-1
	27	+45 <sub>1</sub>	0.184	FC-1
	28	90 <sub>2</sub>	0.368	FC-1
	29	0 <sub>6</sub>	1.104	FC-1
	30	-45 <sub>1</sub>	0.184	FC-1
	31	+45 <sub>1</sub>	0.184	FC-1
	32	90 <sub>2</sub>	0.368	FC-1
	33	0 <sub>6</sub>	1.104	FC-1

Tabla 32: Configuración de partida al cálculo, para el tablero del puente

Como se aprecia en la tabla 32, se parte de una configuración para las pieles simétrica  $[0^{\circ}_6 / 90^{\circ}_2 / +45^{\circ}_1 / -45^{\circ}_1]_{2s}$ , se observa para cada lámina, la orientación de la fibra, el tipo de material y el espesor de cada capa. Como punto de partida, se selecciona un núcleo de 250mm de espesor.

#### Restricciones computacionales.

Ya se ha descrito la manera en la que se ha modelizado el tablero del puente, como un laminado de 33 capas, de las cuales la piel superior de la estructura tipo sándwich estaría comprendida entre la capa 1 y la capa 16, la capa 17 formaría parte del núcleo del material sándwich y la piel inferior del laminado, estaría comprendida entre las capas 18 a 33.

Debido a que el programa de Cálculo COSMOS, se encuentra limitado a 50 capas para el elemento SHELL4L, se ha tenido que simplificar el número de capas que forman el tablero, aglutinando de esta manera las capas adyacentes que presentan la misma orientación de la fibra, de esta manera, por ejemplo, las 6 capas a 0° cuyo espesor por cada lámina es de 0,184mm, se ha simplificado como si se tratase de una sola capa a 0° de orientación de espesor total 1,104mm. Por lo tanto, en lugar de representar las 81 láminas de la estructura sándwich (40 láminas que forman el laminado de la piel superior, 1 lámina de núcleo y 40 láminas que forman el laminado de la piel inferior), al no ser posible gestionar un número mayor de 50 capas con el programa COSMOS, se ha simplificado la estructura sándwich a 33 capas.

Por otro lado, al igual que ocurriera con el cálculo del puente en materiales convencionales, la modelización de las barras se ha realizado con elementos BEAM3D unidireccionales.

## 5.2 CRITERIOS DE ACEPTACIÓN Y DE ROTURA.

### A) Criterio de flecha máxima

Para el cálculo del puente por medio de materiales compuestos se aplica exactamente el mismo criterio de flecha máxima, para la deformada que el que se empleó para el cálculo del puente en materiales convencionales (mirar capítulo 4.3).

### B) Criterio de rotura de las vigas

Por ser las vigas que forman parte de la base bajo el tablero y la celosía del puente, perfiles laminados, se emplea la teoría del laminado para determinar el criterio de rotura de las láminas que lo forman. De esta teoría del laminado se conoce que a través de la matriz de rigidez plana, se relacionan los esfuerzos de membrana con las deformaciones planas:

$$[A] = \sum_i^N [\bar{Q}]_i \cdot h_i$$

$$[A^*] = \frac{[A]}{H}$$

$$\{\sigma^o\} = [A^*] \cdot \{\epsilon^o\}$$

$$\{\epsilon^o\} = [a^*] \cdot \{\sigma^o\}$$

$h_i$ : Espesor de cada lamina

$[Q]_i$ : Matriz de rigidez

H: Espesor total del laminado

donde

$$[a] = [A]^{-1}$$

Se determinan las constantes aparentes del laminado simétrico que forma las vigas de la estructura:

$$\{\sigma^o\} = [A^*] \cdot \{\varepsilon^o\}$$

$$\{\varepsilon^o\} = [a^*] \cdot \{\sigma^o\}$$

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_x^o \\ \varepsilon_y^o \\ \gamma_{xy}^o \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} a_{11}^* & a_{12}^* & a_{1s}^* \\ a_{21}^* & a_{22}^* & a_{2s}^* \\ a_{s1}^* & a_{s2}^* & a_{ss}^* \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \sigma_x^o \\ \sigma_y^o \\ \tau_{xy}^o \end{Bmatrix}$$

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1/E_1 & -\nu_{12}/E_2 & 0 \\ -\nu_{21}/E_1 & 1/E_2 & 0 \\ 0 & 0 & 1/G_{12} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix}$$

El laminado simétrico seleccionado de espesor 18,40mm equivale a la siguiente configuración de telas:

$$[0_6 / 90_2 / +45_1 / -45_1]_{ss}$$

Para el cálculo de la matriz  $[a^*]$  se ha empleado el programa DAC de cálculo de laminados y se han obtenido los siguientes valores para la matriz:

$$[a^*] = \begin{bmatrix} 8,41 & -1,74 & -2,7 \cdot 10^{-9} \\ -1,74 & 19,4 & -1,89 \cdot 10^{-8} \\ -2,7 \cdot 10^{-9} & -1,89 \cdot 10^{-8} & 73,4 \end{bmatrix} \cdot 1 \cdot 10^{-12} Pa$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_x &= a_{11}^* \cdot \sigma_x \\ \varepsilon_y &= a_{21}^* \cdot \sigma_x \\ \gamma_{xy} &= a_{s1}^* \cdot \sigma_x \end{aligned} \quad \Rightarrow \quad [\varepsilon] = \begin{bmatrix} a_{11}^* \cdot \sigma_x \\ a_{21}^* \cdot \sigma_x \\ a_{s1}^* \cdot \sigma_x \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 8,41 \cdot \sigma_x \\ -1,74 \cdot \sigma_x \\ -2,7 \cdot 10^{-9} \cdot \sigma_x \end{bmatrix} \cdot 1 \cdot 10^{-12} Pa$$

En ejes globales del laminado:

$$\{\sigma\}^{xy} = [\bar{Q}] \cdot \{\varepsilon\}^{xy}$$

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \bar{Q}_{xx} & \bar{Q}_{xy} & \bar{Q}_{xs} \\ \bar{Q}_{xy} & \bar{Q}_{yy} & \bar{Q}_{ys} \\ \bar{Q}_{xs} & \bar{Q}_{ys} & \bar{Q}_{ss} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix}$$

$$\sigma_x = \bar{Q}_{xx} \cdot \varepsilon_x + \bar{Q}_{xy} \cdot \varepsilon_y + \bar{Q}_{xs} \cdot \gamma_{xy}$$

$$\sigma_y = \bar{Q}_{xy} \cdot \varepsilon_x + \bar{Q}_{yy} \cdot \varepsilon_y + \bar{Q}_{ys} \cdot \gamma_{xy}$$

$$\tau_y = \bar{Q}_{xs} \cdot \varepsilon_x + \bar{Q}_{ys} \cdot \varepsilon_y + \bar{Q}_{ss} \cdot \gamma_{xy}$$



$$\sigma_x = \bar{Q}_{xx} \cdot 8,41 \cdot 10^{-12} \sigma_x + \bar{Q}_{xy} \cdot (-1,74 \cdot 10^{-12}) \sigma_x + \bar{Q}_{xs} \cdot (-2,7 \cdot 10^{-21}) \sigma_x$$

$$\sigma_y = \bar{Q}_{xy} \cdot 8,41 \cdot 10^{-12} \sigma_x + \bar{Q}_{yy} \cdot (-1,74 \cdot 10^{-12}) \sigma_x + \bar{Q}_{ys} \cdot (-2,7 \cdot 10^{-21}) \sigma_x$$

$$\tau_y = \bar{Q}_{xs} \cdot 8,41 \cdot 10^{-12} \sigma_x + \bar{Q}_{ys} \cdot (-1,74 \cdot 10^{-12}) \sigma_x + \bar{Q}_{ss} \cdot (-2,7 \cdot 10^{-21}) \sigma_x$$

Donde los términos de la matriz de rigidez en ejes globales es la siguiente, según la teoría del laminado:

$$\bar{Q}_{xx} = Q_{11} \cdot m^4 + 2 \cdot (Q_{12} + 2 \cdot Q_{SS}) \cdot n^2 \cdot m^2 + Q_{22} \cdot n^4$$

$$\bar{Q}_{yx} = (Q_{11} + Q_{22} - 4 \cdot Q_{SS}) \cdot n^2 \cdot m^2 + Q_{12} \cdot (n^4 + m^4)$$

$$\bar{Q}_{yy} = Q_{11} \cdot n^4 + 2 \cdot (Q_{12} + 2 \cdot Q_{SS}) \cdot n^2 \cdot m^2 + Q_{22} \cdot m^4$$

$$\bar{Q}_{xs} = (Q_{11} - Q_{12} - 2 \cdot Q_{SS}) \cdot n \cdot m^3 + (Q_{12} - Q_{22} + 2 \cdot Q_{SS}) \cdot m \cdot n^3$$

$$\bar{Q}_{ys} = (Q_{11} - Q_{12} - 2 \cdot Q_{SS}) \cdot n^3 \cdot m + (Q_{12} - Q_{22} + 2 \cdot Q_{SS}) \cdot n \cdot m^3$$

$$\bar{Q}_{ss} = (Q_{11} + Q_{22} - 2 \cdot Q_{12} - 2 \cdot Q_{SS}) \cdot n^2 \cdot m^2 + Q_{SS} \cdot (n^4 + m^4)$$

Donde  $m = \cos \theta$  y  $n = \sin \theta$



La matriz de rigidez en ejes locales de la lámina viene dada por la siguiente expresión:

$$[Q] = \begin{bmatrix} Q_{11} & Q_{12} & 0 \\ Q_{12} & Q_{22} & 0 \\ 0 & 0 & Q_{ss} \end{bmatrix}$$

$$[Q] = \begin{bmatrix} \frac{E_1}{1-\nu_{12} \cdot \nu_{21}} & \frac{\nu_{21} \cdot E_2}{1-\nu_{12} \cdot \nu_{21}} & 0 \\ \frac{\nu_{12} \cdot E_1}{1-\nu_{12} \cdot \nu_{21}} & \frac{E_2}{1-\nu_{12} \cdot \nu_{21}} & 0 \\ 0 & 0 & G_{12} \end{bmatrix}$$

De esta manera para cada una de las orientaciones de la lámina, se procede a calcular la matriz de rigidez en ejes globales y la tensión de rotura que determinará el criterio de fallo a rotura para las vigas:

Donde  $\gamma_{1,2} = \gamma_{2,1} \cdot \frac{E_2}{E_1}$

$$\{\sigma\}_{i,12} = [T] \cdot \{\sigma\}_{i,xy}$$

$$\begin{Bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \tau_{12} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} m^2 & n^2 & 2 \cdot m \cdot n \\ n^2 & m^2 & -2 \cdot m \cdot n \\ -m \cdot n & m \cdot n & (m^2 - n^2) \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix}$$

Aplicando el criterio de Tsai-Hill de rotura para las vigas, para cada una de las 4 orientaciones:

$$\left(\frac{\sigma_1}{X}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_2}{Y}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{1-2}}{S}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_1 \cdot \sigma_2}{X^2}\right) < 1 \quad \text{NO ROMPE}$$

$$\left(\frac{\sigma_1}{X}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_2}{Y}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{1-2}}{S}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_1 \cdot \sigma_2}{X^2}\right) \geq 1 \quad \text{ROMPE}$$

De esta manera para las vigas considerando el material seleccionado FC-1, se obtienen las siguientes propiedades mecánicas por lámina:

PROPIEDADES MECANICAS MATERIAL VIGAS							
Material	E <sub>1</sub>	E <sub>2</sub>	ν <sub>21</sub>	G <sub>12</sub>	X	Y	S
FC-1	1.80E+11	9.00E+09	0.3	5.50E+09	2.40E+09	5.00E+07	7.00E+07

Tabla 33: Propiedades mecánicas por lámina del material FC-1 seleccionado para las vigas de la estructura.

Aplicando la teoría del laminado y el criterio de Tsai-Hill explicado anteriormente, se obtienen los siguientes valores de tensión de rotura para cada una de las orientaciones del laminado de las vigas:

$$\text{Lámina a } 0^\circ \rightarrow \sigma_{Rotura} = 1,27 \cdot 10^9 \text{ Pa}$$

$$\text{Lámina a } 90^\circ \rightarrow \sigma_{Rotura} = 5,68 \cdot 10^8 \text{ Pa}$$

$$\text{Lámina a } +45^\circ \rightarrow \sigma_{Rotura} = 8,61 \cdot 10^8 \text{ Pa}$$

$$\text{Lámina a } -45^\circ \rightarrow \sigma_{Rotura} = 8,61 \cdot 10^8 \text{ Pa}$$

De estos cuatro valores de tensión de rotura, se selecciona el menor de todos ellos, por ser el más crítico, por lo tanto, la tensión de rotura para el laminado de las vigas por el criterio de Tsai-Hill es:

$$\sigma_{Rotura\_Vigas} \geq 5,68 \cdot 10^8 \text{ Pa}$$

### C) Criterio de rotura del laminado del tablero

El programa Cosmos, facilita para cada caso de carga y para cada una de las láminas, el campo tensional en ejes globales de la lámina, por lo que a través del tensor de tensiones, se obtiene dicho campo tensional en ejes locales aplicando posteriormente el criterio de rotura de Tsai-Hill para cada lámina, en función de la orientación de las fibras:

Con el programa Cosmos, para cada una de las 33 láminas que forman el tablero se obtiene la tensión en ejes globales  $\rightarrow \{\sigma\}_{i.xy}$

$$\{\sigma\}_{i.12} = [T] \cdot \{\sigma\}_{i.xy} \quad \text{Cambio a ejes locales por lámina}$$

$$\begin{Bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \tau_{12} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} m^2 & n^2 & 2 \cdot m \cdot n \\ n^2 & m^2 & -2 \cdot m \cdot n \\ -m \cdot n & m \cdot n & (m^2 - n^2) \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix}$$

Donde  $m = \cos \theta$  y  $n = \sin \theta$

De esta manera para cada lámina en función de la orientación de las fibras se obtiene un valor de  $\{\sigma\}_{i,12}$ .

$$\left(\frac{\sigma_1}{X}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_2}{Y}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{1-2}}{S}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_1 \cdot \sigma_2}{X^2}\right) < 1 \quad \text{NO ROMPE}$$

$$\left(\frac{\sigma_1}{X}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_2}{Y}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{1-2}}{S}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_1 \cdot \sigma_2}{X^2}\right) \geq 1 \quad \text{ROMPE}$$

Durante el cálculo de la estructura se han analizado, para todas las configuraciones seleccionadas y para todos los casos de carga, las 33 láminas que forman la estructura tipo sándwich, para determinar si rompían bajo la carga aplicada ó no.

En los capítulos 5.4 y 5.7, se muestran los máximos valores obtenidos, por el criterio de Tsai-Hill para cada una de las 33 láminas que forman el tablero, demostrando que siempre estamos por debajo de 1 y, por lo tanto, no se produce la rotura de ninguna de las láminas.

### **5.3 CASOS DE CARGA ANALIZADOS.**

En el capítulo 3, se expusieron las acciones que según la normativa, deben considerarse sobre la estructura para proceder a su cálculo, se ha partido, por lo tanto, de los mismos casos de carga aplicados que en el cálculo del puente en materiales convencionales para de esta manera poder obtener conclusiones y poder establecer una comparativa entre el puente en materiales compuestos y el puente en materiales convencionales.

En la tabla mostrada a continuación se observa de manera esquemática los casos de carga analizados y las acciones que engloba cada caso de carga considerado:



## COMBINACIÓN DE ACCIONES SOBRE EL PUENTE EN MATERIALES COMPUESTOS

load case	Peso propio (G)	Sobrecarga vertical uniforme (Su)	Peso vehiculo Pesado (Pv)	VIENTO sobre estructura transversal (Ve tran)	VIENTO sobre estructura longitudinal I (Ve lon)	VIENTO transversal sobre tableros (Vt tran)	VIENTO Vertical tableros (Vt ver)	Momento de vuelco VERTICAL (Mv)	NIEVE (N)	Descripcion
1										SIN PONDERACIÓN DE CARGA
51	P									1,35 PONDERACION
2		1								SIN PONDERACIÓN DE CARGA Sobre toda la superficie del tablero
3									1	SIN PONDERACIÓN DE CARGA Sobre toda la superficie del tablero
11					1					SIN PONDERACION DE CARGA
5							1			SIN PONDERACION DE CARGA
19			1							Parte Central del Puente, centrado en X y Z ( alargado) Apoyado solo en tablero
4				1		1				SIN PONDERACIÓN DE CARGA (LC-4 + LC-6 + LC-8 + LC-9 + LC-7 + LC-10)
52	P	1P								LC-51 + 1,50 LC-2
53	P								1P	LC-51 + 1,50 LC-3

Tabla 34: Casos de carga aplicados a la estructura en material compuesto, y acciones que engloba cada caso de carga. La “P” dentro de cada acción denota que a la carga de dicha acción le han sido aplicados los coeficientes de ponderación que dicta la normativa.

COMBINACIÓN DE ACCIONES SOBRE EL PUENTE EN MATERIALES COMPUESTOS (Continuación)

load case	Peso propio (G)	Sobrecarga vertical uniforme (Su)	Peso vehiculo Pesado (Pv)	VIENTO sobre estructura transversal (Ve tran)	VIENTO sobre estructura longitudinal (Ve lon)	VIENTO transversal sobre tableros (Vt tran)	VIENTO Vertical tableros (Vt ver)	Momento de vuelco VERTICAL (Mv)	NIEVE (N)	Descripcion
56	P			P		P			1P	LC-51 + 1,50 LC-4+1.5 LC-3
57	P				1P					LC-51 + 1,50 LC-11
58	P			P		P				LC-51 + 1,50 LC-4
59	P						P			LC-51+1,50 LC-5
62	P		P							LC51+1,5 x LC-17
80	P	P	P	0,5 menos		0,5menos	0,5menos	P	P	LC-51+1,5x LC-2+1,5LC-17+0,75xLC-4+0,75LC-5-1,5 LC-16+1,5LC3
68	P	N/A	P (19)	P	P	P	P	N/a	P	LC-51+1,5 X (LC-19+LC-4+ LC-11+LC-5+LC-3)
69	P	P	P(19)	0,5menos	0,5menos	0,5menos	0,5menos	N/a	P	
70	P			P	P	P	-1			
71	P	P	P(19)				P		P	

Tabla 35: Casos de carga aplicados a la estructura en material compuesto, y acciones que engloba cada caso de carga. La “P” dentro de cada acción denota que a la carga de dicha acción le han sido aplicados los coeficientes de ponderación que dicta la normativa (continuación).

#### 5.4 CONFIGURACIONES ESTRUCTURALES ANALIZADAS.

La configuración, material y dimensión de las vigas, se ha mantenido como una constante en el proyecto y se ha iterado con el dimensionamiento del tablero. La razón de esta manera de proceder en el cálculo se basa principalmente, en que el elemento del puente que sufre más las acciones de las cargas, en lo relativo al elemento que sufre las mayores deformaciones, es el tablero. Como se ha visto con anterioridad, el motivo de haber modelizado el tablero como un laminado formado por 33 láminas, en lugar de simularlo con el propio programa Cosmos, como un elemento sándwich, ha sido el querer estudiar en detalle, el comportamiento de cada lámina del tablero por separado ante las acciones dictadas por la norma que actúan sobre el puente. Por otro lado, para el comportamiento de las barras, al ser una estructura articulada, es relativamente sencillo el predecir los esfuerzos que reciben ante la aplicación de cargas, esto es, esfuerzos de tracción y compresión en dirección de la barra. Obviamente, un análisis en detalle del puente hubiera significado, el calcular tanto las vigas de la estructura, como el tablero en detalle, para optimizar el dimensionamiento de toda la estructura siempre cumpliendo con los requerimientos de diseño y de cálculo anteriormente descritos, pero partiendo de la manera de proceder que se ha seguido en este proyecto, si no la más optimizada, si se está siempre del lado de la seguridad en la estructura.

Para todas las configuraciones calculadas por medio del programa Cosmos, se presenta el siguiente tamaño y configuración de las vigas:

CONFIGURACION VIGAS BASE (seccion en I)					
Material	Configuracion laminado	Altura total (mm)	Base Total (mm)	Espesor altura (mm)	espesor anchura (mm)
FC-1	[ 0 <sub>6</sub> / 90 <sub>2</sub> / +45 <sub>1</sub> / -45 <sub>1</sub> ] <sub>SS</sub>	300.00	300.00	18.4	18.4

Tabla 36: Dimensionamiento de las Vigas en I de la base del puente, para todos las configuraciones del puente calculadas.

CONFIGURACION VIGAS CELOSIA (seccion tubular)			
Material	Configuracion laminado	Radio (mm)	Espesor tubo (mm)
FC-1	[ 0 <sub>6</sub> / 90 <sub>2</sub> / +45 <sub>1</sub> / -45 <sub>1</sub> ] <sub>SS</sub>	150.00	18.40

Tabla 37: Dimensionamiento de las Vigas de sección tubular de la base del puente, para todos las configuraciones del puente calculadas.



A parte de considerar el dimensionamiento para las vigas que se acaba de mostrar, se ha calculado con el Cosmos, las siguientes 5 configuraciones para el tablero:

CONFIGURACIONES CALCULADAS PARA EL TABLERO			
Nombre FEM	Configuracion laminado	Espesor piel laminado (mm)	Espesor del nucleo (mm)
Composite 1	[ 0 <sub>6</sub> / 90 <sub>2</sub> / +45 <sub>1</sub> / -45 <sub>1</sub> ] <sub>2s</sub>	7.36	250
Composite 2	[ 0 <sub>6</sub> / 90 <sub>2</sub> / +45 <sub>1</sub> / -45 <sub>1</sub> ] <sub>2s</sub>	7.36	200
Composite 4	[ 0 <sub>6</sub> / 90 <sub>2</sub> / +45 <sub>1</sub> / -45 <sub>1</sub> ] <sub>2s</sub>	7.36	300
Composite 5	[ 0 <sub>7</sub> / 90 <sub>2</sub> / +45 <sub>1</sub> / -45 <sub>1</sub> ] <sub>2s</sub>	7.856	300
Composite 6	[ 0 <sub>6</sub> / 90 <sub>2</sub> / 0 <sub>1</sub> / 90 <sub>1</sub> ] <sub>2s</sub>	7.36	300

Tabla 38: Configuraciones calculadas para el tablero en el Cosmos.

No se han considerado configuraciones de laminado 3s ó 4s, ya que el elemento SHELL4L seleccionado para el análisis del tablero, se encuentra limitado a 50 capas. El empleo de una configuración superior a una 2s, hubiera superado las 50 capas por lo que no ha sido posible variar este parámetro de la configuración del laminado.

En las tablas mostradas a continuación, se aprecia, para cada una de las configuraciones de estructura descritas anteriormente, los resultados obtenidos de flecha máxima, máxima tensión obtenida en las barras y valor máximo de Tsai-Hill, obtenido en las láminas del tablero. De esta manera se puede comprobar si el puente, se encuentra por debajo de la máxima flecha admisible, por debajo de la máxima tensión admisible para las barras y/o se encuentra siempre por debajo de 1 en el criterio de rotura de Tsai-Hill para la verificación de que no se produce rotura en el laminado del tablero.

En el anexo D, pueden encontrarse los gráficos con los desplazamientos de la estructura para cada uno de los casos de carga, mostrando la deformada y el máximo desplazamiento de la estructura.

CONFIGURACION LAMINADO: <i>COMPOSITE 1</i>			
Nombre FEM	Configuracion laminado	Espesor piel laminado (mm)	Espesor del nucleo (mm)
Composite 1	[ 0 <sub>6</sub> / 90 <sub>2</sub> / +45 <sub>1</sub> / -45 <sub>1</sub> ] <sub>2S</sub>	7.36	250

COMPOSITE 1					
Caso de carga analizado	Descripcion	Flecha max(mm)	Max Criterio Tsai-Hill	Max Tension barras (MPa)	Status
51	Peso propio	1,59mm tablero	4.49E-02	5.52	CUMPLE
52	Peso propio + sobrecarga uso	10,05mm tablero	4.34E-03	39.60	CUMPLE
53	Peso propio + nieve	3,90mm tablero	6.50E-03	47.90	CUMPLE
56	Peso propio + nieve + viento transversal	6,62mm tablero	4.27E-01	455.00	CUMPLE
57	Peso propio + viento longitudinal	3,36mm tablero	6.17E-03	46.70	CUMPLE
58	Peso propio + viento transversal	5,61mm tablero	6.61E-03	51.90	CUMPLE
62	Peso propio + vehiculo pesado	21,60mm tablero	1.52E-01	269.00	CUMPLE
80	Peso propio + viento + nive + sobrecarga uso	34,40mm tablero 17,20mm barras	En Capa 31: 1,51 Rotura en: 20/21/23/24/25/26/27/28/30/31/32	849.00	NO VALIDO Flecha superior admisible en barras Tension admisible en barras superada Rotura de laminas 20/21/23/24/25/26/27/28/30/31/32
68	Peso propio + viento + nieve + vehiculo pesado	29,81mm tablero 14,9mm en barras	6.18E-01	561.00	NO VALIDO Flecha superior admisible en barras
69	Peso propio + viento + nieve + vehiculo pesado+ sobrecarga uso	35,29mm tablero 17,64mm en barras	1.56E-01	281.00	NO VALIDO Flecha superior admisible en barras
70	Peso propio + viento + nieve	5,44mm en barras	5.75E-03	49.20	CUMPLE
71	Peso propio + viento vertical tableros + nieve + vehiculo pesado+ sobrecarga uso	34,69mm tablero 17,34mm en barras	En capa 14: 9,87	161.00	NO VALIDO Flecha superior admisible en barras Rotura de lamina 14

Tabla 39: Resultados obtenidos bajo la configuración 1; para ciertos casos de carga (los mostrados en anaranjado), el puente no cumple con los requerimientos al diseño.

Para la configuración calculada, llamada “*Composite 1*”, se puede apreciar que la estructura, no cumple con los requerimientos exigidos al diseño.

- Bajo los casos de carga 80, 68, 69 y 71, el valor de la flecha obtenido al deformarse la estructura, es superior al que dicta la norma.
- Para los casos de carga 80 y 71, se produce la rotura de alguna de las láminas que forman el tablero del puente, por presentar un criterio de Tsai-Hill de rotura, superior a la unidad.

Por todo ello, el dimensionamiento del puente descrito bajo la configuración “*Composite 1*” no es válido.

CONFIGURACION LAMINADO: COMPOSITE 2			
Nombre FEM	Configuracion laminado	Espesor piel laminado (mm)	Espesor del nucleo (mm)
Composite 2	[ 0 <sub>6</sub> / 90 <sub>2</sub> / +45 <sub>1</sub> / -45 <sub>1</sub> ] <sub>2S</sub>	7.36	200

COMPOSITE 2					
Caso de carga analizado	Descripcion	Flecha max(mm)	Max Criterio Tsai-Hill	Max Tension barras (MPa)	Status
51	Peso propio	15.61mm tablero 7.80mm barras	2.58E-02	15.20	CUMPLE
52	Peso propio + sobrecarga uso	10.45mm tablero	1.97E-01	45.30	CUMPLE
53	Peso propio + nieve	3.86mm	1.97E-01	45.30	CUMPLE
62	Peso propio + vehiculo pesado	24.45mm tablero 6.11mm barras	En Capa 4: 1.99 Rotura en: 4/8/9/13/21/25/26/30	150.00	NO VALIDO Rotura de laminas 4/8/9/13/21/25/26/30
69	Peso propio + viento + nieve + vehiculo pesado+ sobrecarga uso	3.85mm	En Capa 4: 8.02 Rotura en: 3/4/7/8/9/10/13/14/20/21/24/25/26/27/30/31	300.00	NO VALIDO Rotura de laminas 3/4/7/8/9/10/13/14/20/21/24/25/26/27/30/31

Tabla 40: Resultados obtenidos bajo la configuración 2; para ciertos casos de carga (los mostrados en anaranjado), el puente no cumple con los requerimientos al diseño.

El dimensionamiento llamado *Composite 2*, no cumple con los requerimientos impuestos al diseño, por producirse la rotura de varias de las láminas que forman parte del laminado del tablero ante los casos de carga 62 y 69.

Por esto se concluye, que el dimensionamiento del puente *Composite 2*, no es válido.

CONFIGURACION LAMINADO: COMPOSITE 5			
Nombre FEM	Configuracion laminado	Espesor piel laminado (mm)	Espesor del nucleo (mm)
Composite 5	[ 0 <sub>7</sub> / 90 <sub>2</sub> / +45 <sub>1</sub> / -45 <sub>1</sub> ] <sub>2S</sub>	7.856	300

COMPOSITE 5					
Caso de carga analizado	Descripcion	Flecha max(mm)	Max Criterio Tsai-Hill	Max Tension barras (MPa)	Status
51	Peso propio	1.63mm	4.01E-03	35.60	CUMPLE
52	Peso propio + sobrecarga uso	9.64mm	4.01E-03	35.60	CUMPLE
53	Peso propio + nieve	3.95mm	6.09E-03	43.50	CUMPLE

Tabla 41: Resultados obtenidos bajo la configuración 5

Para el dimensionamiento del puente llamado “*Composite 5*”, sólo se estudiaron tres casos de carga, ya que se varió el laminado incluyendo una capa adicional, con la orientación de las fibras a 0°.

Para estos tres casos de carga, no se detectó ningún problema de rotura ni de deformada mayor que la que máxima que dicta la norma, sin embargo, se trató de optimizar el diseño del tablero tratando de buscar una configuración más eficiente, sobretodo, en lo relativo al peso.

CONFIGURACION LAMINADO: <i>COMPOSITE 6</i>			
Nombre FEM	Configuracion laminado	Espesor piel laminado (mm)	Espesor del nucleo (mm)
Composite 6	[ 0 <sub>6</sub> / 90 <sub>2</sub> / 0 <sub>1</sub> / 90 <sub>1</sub> ] <sub>2s</sub>	7.36	300

COMPOSITE 6					
Caso de carga analizado	Descripcion	Flecha max(mm)	Max Criterio Tsai-Hill	Max Tension barras (MPa)	Status
51	Peso propio	1.61mm	2.47E-02	5.76	CUMPLE
52	Peso propio + sobrecarga uso	9.57mm	2.60E-01	37.70	CUMPLE
53	Peso propio + nieve	3.90mm	3.73E-01	46.20	CUMPLE
58	Peso propio + viento transversal	5.95mm	4.52E-03	5.63	CUMPLE
62	Peso propio + vehiculo pesado	19.6mm tablero 9.80mm en barras	8.31E-01	107.00	CUMPLE

Tabla 42: Resultados obtenidos bajo la configuración 6

Para el dimensionamiento del puente llamado “*Composite 6*”, se analizaron cinco casos de carga y para éstos, la estructura ha cumplido con los requerimientos impuestos al diseño, sin embargo, se dejó de analizar esta configuración, por no resultar factible el diseñar un laminado en el que ninguna de las capas que lo forman, presentan una orientación de  $\pm 45^\circ$ , ya que sólo ante el hecho de manipular los laminados durante su fabricación, éstos precisan de que existan láminas con las fibras orientadas en las 4 direcciones a  $0^\circ$ ,  $90^\circ$  y  $\pm 45^\circ$ , de lo contrario resultan inmanejables.

## 5.5 ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA SELECCIONADA.

Finalmente la estructura seleccionada por cumplir con los requerimientos impuestos al diseño ante todos los casos de carga aplicados, es la siguiente:

CONFIGURACION LAMINADO: COMPOSITE 4			
Nombre FEM	Configuracion laminado	Espesor piel laminado (mm)	Espesor del nucleo (mm)
Composite 4	[ 0 <sub>6</sub> / 90 <sub>2</sub> / +45 <sub>1</sub> / -45 <sub>1</sub> ] <sub>2S</sub>	7.36	300

Tabla 43: Configuración seleccionada para el laminado del puente en materiales compuestos.

CONFIGURACION VIGAS CELOSIA (seccion tubular)			
Material	Configuracion laminado	Radio (mm)	Espesor tubo (mm)
FC-1	[ 0 <sub>6</sub> / 90 <sub>2</sub> / +45 <sub>1</sub> / -45 <sub>1</sub> ] <sub>SS</sub>	150.00	18.40

Tabla 44: Configuración seleccionada para las vigas tubulares que forman la celosía del puente en materiales compuestos.

CONFIGURACION VIGAS BASE (seccion en I)					
Material	Configuracion laminado	Altura total (mm)	Base Total (mm)	Espesor altura (mm)	espesor anchura (mm)
FC-1	[ 0 <sub>6</sub> / 90 <sub>2</sub> / +45 <sub>1</sub> / -45 <sub>1</sub> ] <sub>SS</sub>	300.00	300.00	18.4	18.4

Tabla 45: Configuración seleccionada para las vigas en I de la base del puente en materiales compuestos.

A continuación, se procede a mostrar en detalle, para la configuración seleccionada, los gráficos de los desplazamientos de la estructura mostrando la deformada de ésta ante la aplicación de cada caso de carga.

**Caso de carga 51:** Peso propio de la estructura.

Flecha máxima: 1,62mm

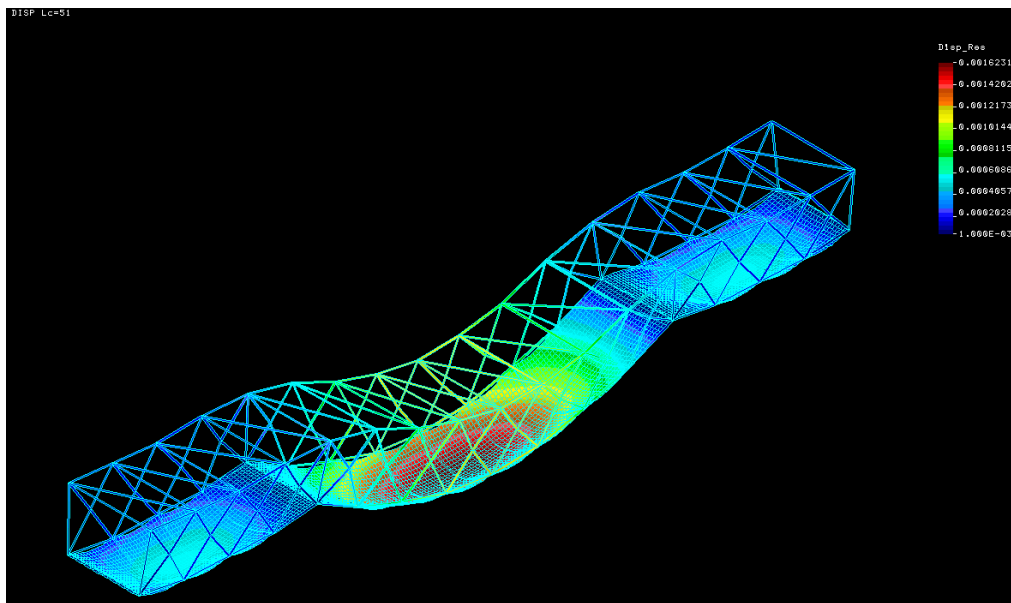


Figura 97: Gráfico con los desplazamientos y deformada de la estructura ante la aplicación del caso de carga 51.

**Caso de carga 52:** Peso propio de la estructura y sobrecarga sobre todo el tablero

Flecha máxima: 9,65 mm

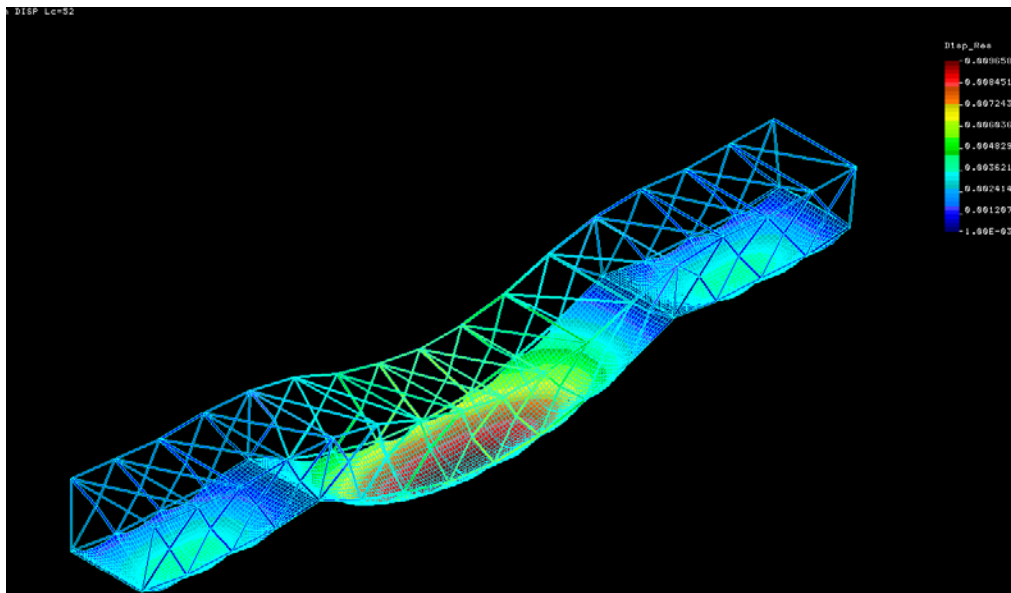


Figura 98: Gráfico con los desplazamientos y deformada de la estructura ante la aplicación del caso de carga 52.

**Caso de carga 53:** Peso propio de la estructura y carga de nieve sobre todo el tablero (se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio y de 1.5 para la carga de nieve).

Flecha máxima: 3,92 mm

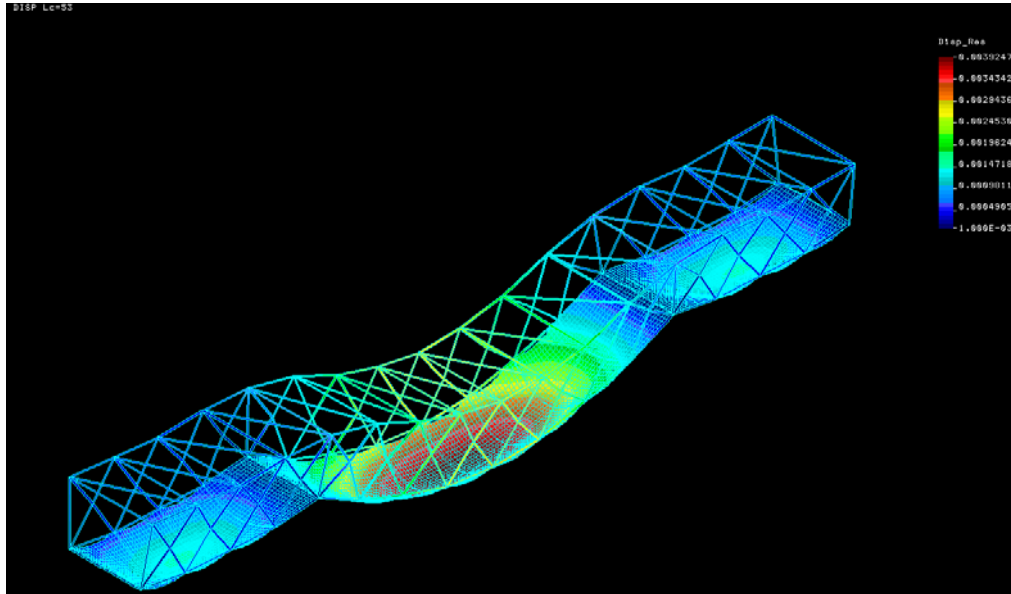


Figura 99: Gráfico con los desplazamientos y deformada de la estructura ante la aplicación del caso de carga 53.

**Caso de carga 56:** Peso propio de la estructura, acción del viento transversal sobre el puente y carga de nieve sobre todo el tablero (se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio y de 1.5 para la acción del viento y de la nieve).

Flecha máxima: 6,43mm

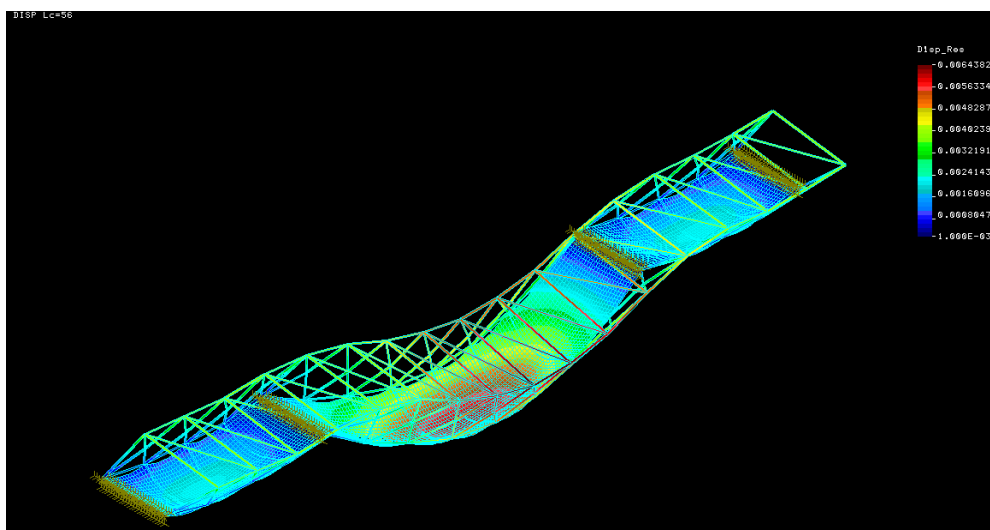


Figura 100: Gráfico con los desplazamientos y deformada de la estructura ante la aplicación del caso de carga 56.

**Caso de carga 57 :** Peso propio de la estructura y viento longitudinal.

Flecha máxima: 3,42 mm

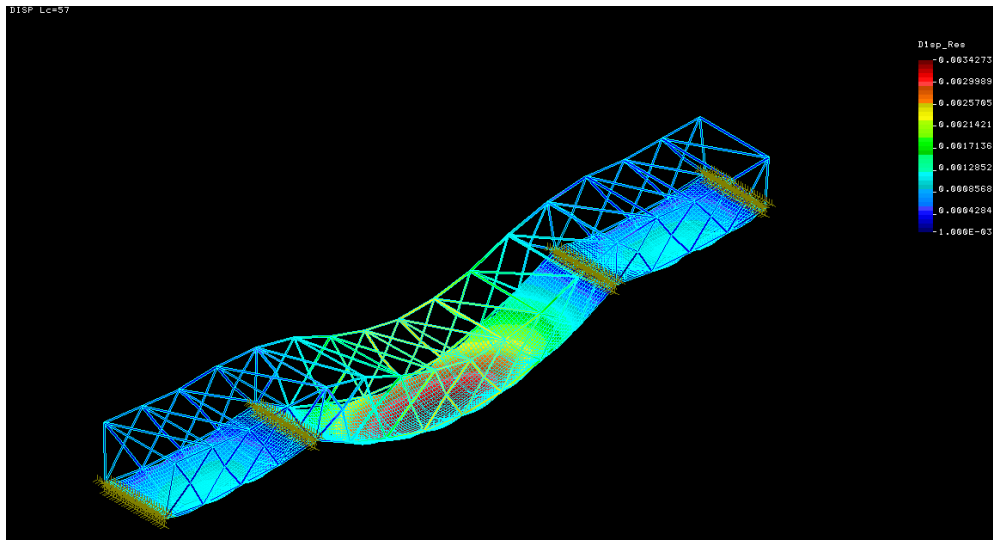


Figura 101: Gráfico con los desplazamientos y deformada de la estructura ante la aplicación del caso de carga 57.

**Caso de carga 58:** Peso propio de la estructura y viento transversal actuando sobre el tablero y la estructura (se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio y de 1.5 para la carga de viento).

Flecha máxima: 5,34 mm

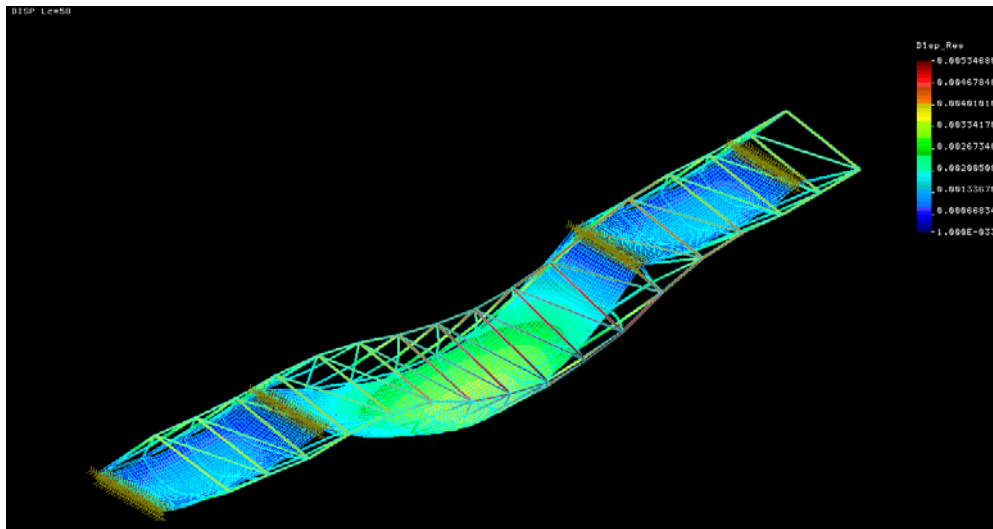


Figura 102: Gráfico con los desplazamientos y deformada de la estructura ante la aplicación del caso de carga 58.



**Caso de carga 59:** Peso propio de la estructura y viento vertical en el tablero.

Flecha máxima: 3,96mm

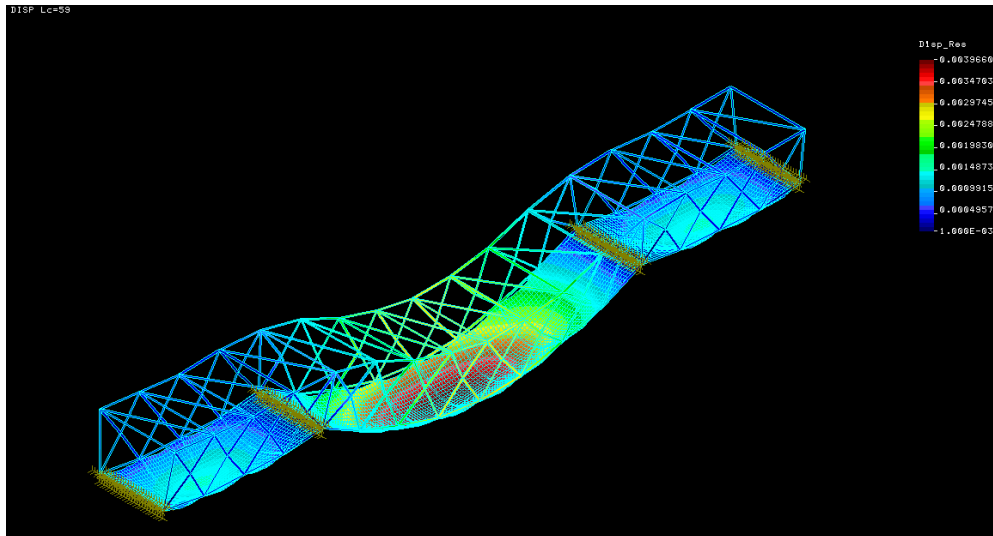


Figura 103: Gráfico con los desplazamientos y deformada de la estructura ante la aplicación del caso de carga 59.

**Caso de carga 62:** Peso propio de la estructura y acción del vehículo pesado aplicado en la zona central del puente (se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio y de 1.5 para la acción del vehículo pesado).

Flecha máxima: 19,5mm en el tablero y 7,3mm en las barras.

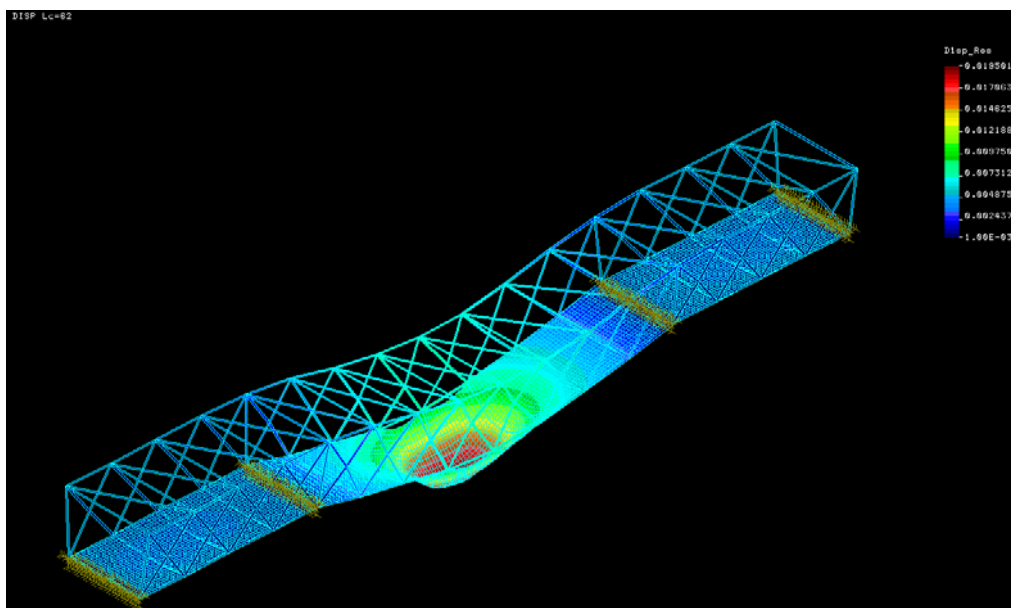


Figura 104: Gráfico con los desplazamientos y deformada de la estructura ante la aplicación del caso de carga 62.

**Caso de carga 80:** Peso propio de la estructura, carga de nieve, sobrecarga de uso, vehículo pesado, viento transversal actuando sobre el tablero y la estructura y viento vertical (se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio y de 1.5 para la carga de viento).

Flecha máxima: 31,90mm en el tablero y 10,2mm en las barras.

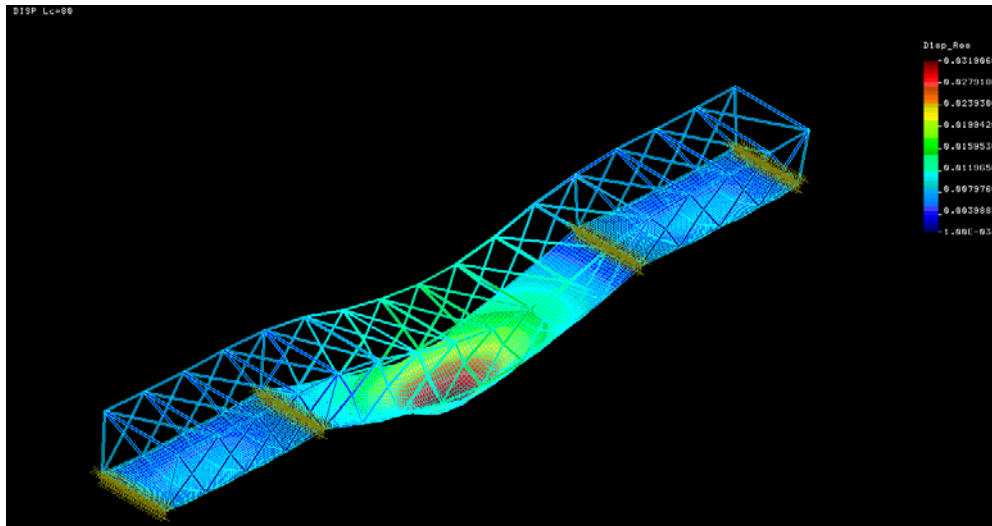


Figura 105: Gráfico con los desplazamientos y deformada de la estructura ante la aplicación del caso de carga 80.

**Caso de carga 68:** Peso propio de la estructura, vehículo pesado en la zona central del puente, acción del viento transversal y viento longitudinal, viento vertical sobre tablero, momento de vuelco vertical y acción de la carga de nieve sobre todo el tablero (se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio y de 1.5 para el resto de acciones actuando sobre el puente).

Flecha máxima: 27,7mm en el tablero.

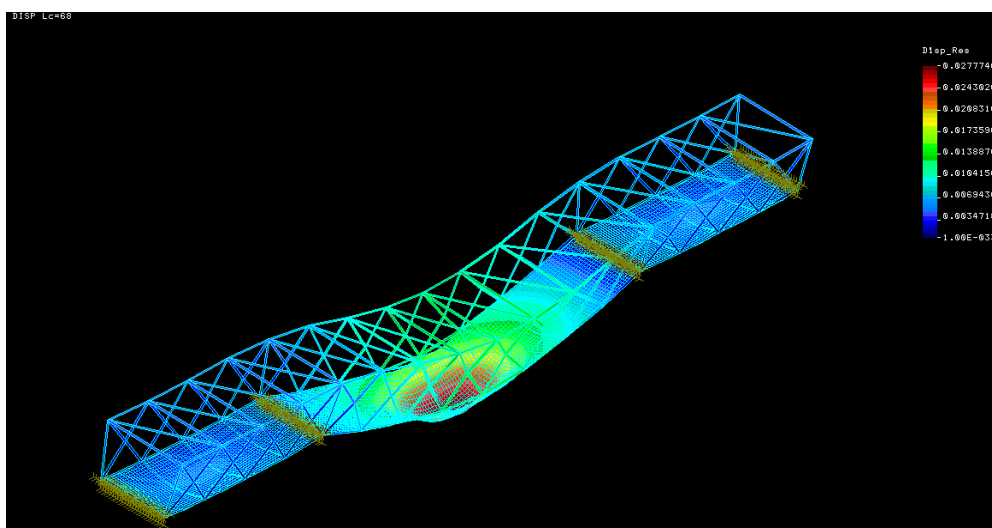


Figura 106: Gráfico con los desplazamientos y deformada de la estructura ante la aplicación del caso de carga 68

**Caso de carga 69:** Peso propio de la estructura, sobrecarga a lo largo de todo el tablero, acción del vehículo pesado en la zona central del puente, acción del viento transversal y viento longitudinal, viento vertical sobre tablero, momento de vuelco vertical y acción de la carga de nieve sobre todo el tablero (se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio de 1.5 para las acciones de la sobrecarga, vehículo pesado, momento de vuelco y carga de nieve y un 50% menos de la carga del viento, ya que ésta última actúa junto a la sobrecarga).

Flecha máxima: 32,8mm en el tablero.

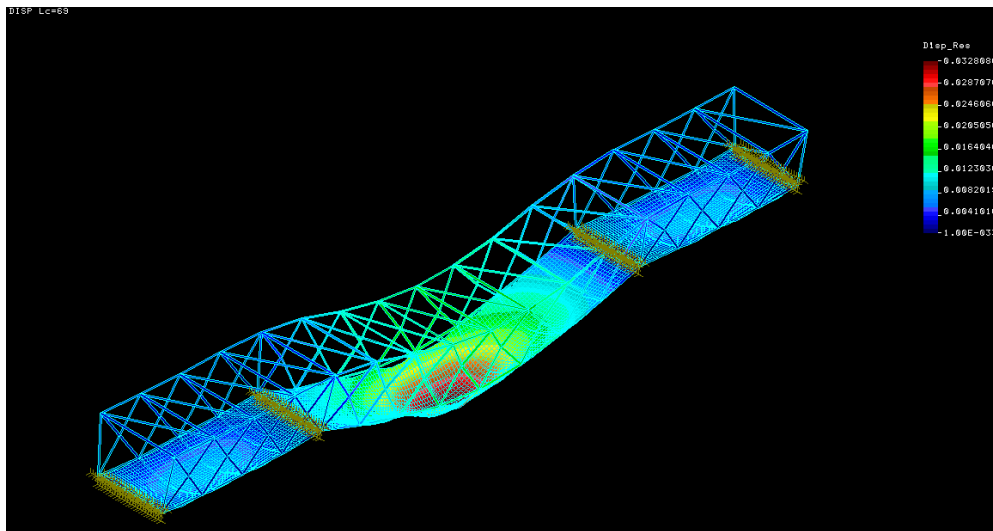


Figura 107: Gráfico con los desplazamientos y deformada de la estructura ante la aplicación del caso de carga 69.

**Caso de carga 70:** Peso propio de la estructura, acción del viento transversal sobre estructura y tablero acción del viento longitudinal y viento vertical sobre tablero en dirección de Y negativa (se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio y de 1.5 para la acción del viento).

Flecha máxima: 5,16mm.

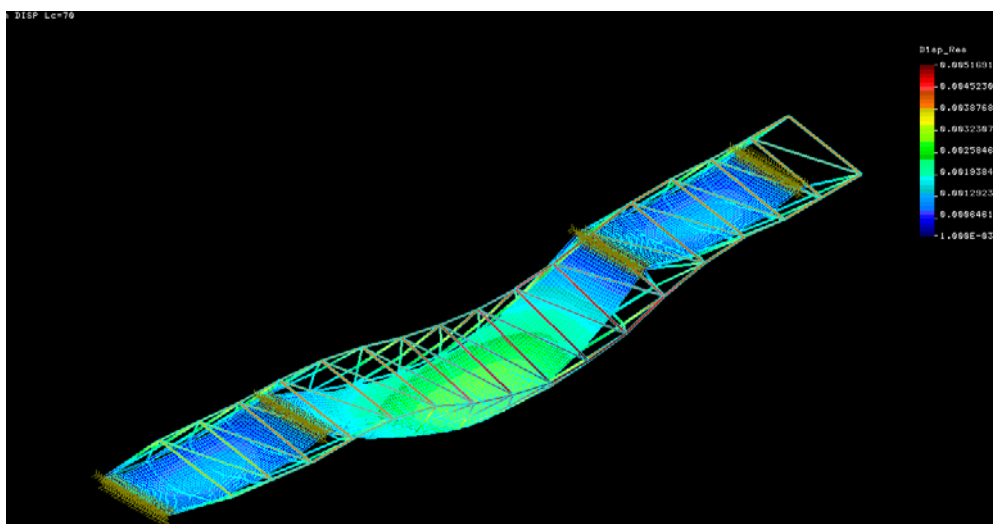


Figura 108: Gráfico con los desplazamientos y deformada de la estructura ante la aplicación del caso de carga 70.

**Caso de carga 71:** Peso propio de la estructura, sobrecarga a lo largo de todo el tablero, acción del vehículo pesado actuando en la zona central del puente, acción del viento vertical sobre tablero y acción de la carga de nieve sobre todo el tablero (se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio y de 1.5 para el resto de las acciones actuando sobre el puente).

Flecha máxima: 32,17mm en el tablero.

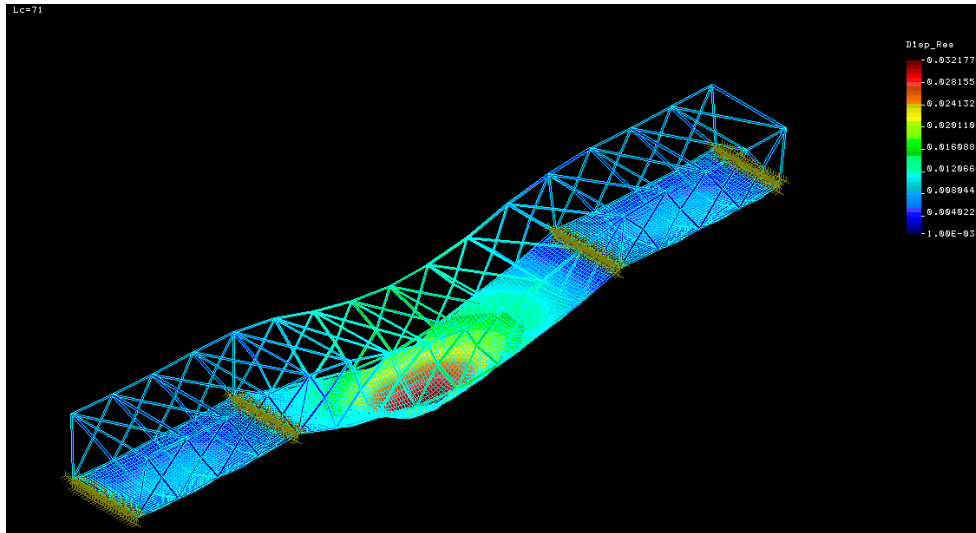


Figura 109: Gráfico con los desplazamientos y deformada de la estructura ante la aplicación del caso de carga 71.

## 5.6 TABLA COMPARATIVA DE RESULTADOS DE LAS CONFIGURACIONES ANALIZADAS PARA EL PUENTE EN MATERIALES COMPUESTOS.

Caso de carga ponderado analizado	Descripcion caso de carga	Status Composite 1	Status Composite 2	Status Composite 4	Status Composite 5	Status Composite 6
51	Peso propio	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
52	Peso propio + sobrecarga uso	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
53	Peso propio + nieve	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
56	Peso propio + nieve + viento transversal	CUMPLE	N/A	CUMPLE	N/A	N/A
57	Peso propio + viento longitudinal	CUMPLE	N/A	CUMPLE	N/A	N/A
58	Peso propio + viento transversal	CUMPLE	N/A	CUMPLE	N/A	CUMPLE
59	Peso propio + Viento vertical	N/A	N/A	CUMPLE	N/A	N/A
62	Peso propio + vehiculo pesado	CUMPLE	NO VALIDO Rotura de laminas 4/8/9/13/21/25/26/30	CUMPLE	N/A	CUMPLE
80	Peso propio + viento + nive + sobrecarga uso	NO VALIDO Flecha superior admisble en barras Tension admisible en barras superada Rotura de laminas: 20/21/23/24/25/26/27/28/30/31/32	N/A	CUMPLE	N/A	N/A
68	Peso propio + viento + nieve + vehiculo pesado	NO VALIDO Flecha superior admisble en barras	N/A	CUMPLE	N/A	N/A
69	Peso propio + viento + nieve + vehiculo pesado+ sobrecarga uso	NO VALIDO Flecha superior admisble en barras	NO VALIDO Rotura de laminas 3/4/7/8/9/10/13/14/20/21/24/25/26/27/30/31	CUMPLE	N/A	N/A
70	Peso propio + viento + nieve	CUMPLE	N/A	CUMPLE	N/A	N/A
71	Peso propio + viento vertical tableros + nieve + vehiculo pesado+ sobrecarga uso	NO VALIDO Flecha superior admisble en barras Rotura de lamina 14	N/A	CUMPLE	N/A	N/A

Tabla 46: Matriz de criterios de aceptación de los requerimientos de diseño, por parte de cada una de las configuraciones calculadas, para el puente en materiales compuestos.

## 5.7 CONCLUSIONES DEL CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA EN MATERIALES COMPUESTOS.

Los resultados obtenidos para la configuración seleccionada pueden verse en el cuadro resumen mostrado a continuación, en el ámbito del valor de la deformada máxima de la estructura, tensión máxima en las barras y máximo valor del coeficiente de Tsai-Hill obtenido bajo cada caso de carga.

COMPOSITE 4					
Caso de carga analizado	Descripcion	Flecha max(mm)	Max Criterio Tsai-Hill	Max Tension barras (MPa)	Status
51	Peso propio	1.62mm	4.11E-03	36.10	CUMPLE
52	Peso propio + sobrecarga uso	9.65mm	4.11E-03	36.10	CUMPLE
53	Peso propio + nieve	3.92mm	6.21E-03	44.10	CUMPLE
56	Peso propio + nieve + viento transversal	6.43mm	9.13E-03	55.60	CUMPLE
57	Peso propio + viento longitudinal	3.42mm	5.92E-03	42.80	CUMPLE
58	Peso propio + viento transversal	5.34mm	5.12E-03	54.40	CUMPLE
59	Peso propio + Viento vertical	3.96mm	6.26E-03	44.30	CUMPLE
62	Peso propio + vehiculo pesado	19.5mm tablero 7.3mm barras	9.78E-03	5.32	CUMPLE
80	Peso propio + viento + nive + sobrecarga uso	31.90mm tablero 10.2mm barras	4.41E-02	139.00	CUMPLE
68	Peso propio + viento + nieve + vehiculo pesado	27.7mm tablero 10.01mm barras	3.55E-02	128.00	CUMPLE
69	Peso propio + viento + nieve + vehiculo pesado+ sobrecarga uso	32.8mm tablero 10.3mm barras	4.62E-02	140.00	CUMPLE
70	Peso propio + viento + nieve	5.16mm	1.39E-01	239.00	CUMPLE
71	Peso propio + viento vertical tableros + nieve + vehiculo pesado+ sobrecarga uso	32.17mm tablero 10.22 barras	4.63E-02	137.00	CUMPLE

Tabla 47: Resultados obtenidos bajo la configuración seleccionada para el puente en materiales compuestos.

Al igual que ya ocurriera para el puente en materiales convencionales, el caso de carga, que genera los mayores desplazamientos de la estructura, es aquel en que actúa la acción del vehículo pesado aplicado en el centro del puente y centrado sobre el tablero. El caso de carga en el que actúan simultáneamente todas las acciones externas, incluyendo la acción del vehículo pesado (caso de carga 69) es el caso más restrictivo en lo referente al tablero del puente. Por parte de las barras de la celosía del puente, la acción determinante y dimensionante, ha sido la acción de la carga del viento.

Como se puede ver en la Tabla 47 resumen, el dimensionado del puente llamado “Composite 4”, es el que cumple con todos los requerimientos impuestos al diseño, de no romper y de presentar una deformación máxima, inferior a la admisible, para todos los casos de carga que recogen los valores de las acciones a aplicar en la estructura según la normativa que se vieron en el capítulo 3.

## 6 ANÁLISIS DE RESULTADOS.

Tras calcular el puente para que cumpla con todos los requerimientos exigidos al diseño con materiales convencionales y con materiales compuestos, en este capítulo se procede a realizar una comparativa de las dos soluciones de diseño en lo referente a las dimensiones geométricas de los perfiles y del tablero y en lo referente a la masa obtenida para cada una de las dos configuraciones.

Como se vio en los capítulos anteriores, las dimensiones geométricas finales de los elementos del puente diseñado en materiales convencionales es la siguiente:

### Puente en materiales convencionales

#### *Dimensiones de perfiles y tablero seleccionados*

Material vigas base y vigas celosía: Acero A42 ( $\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3$ )

Material tablero: Hormigón Grupo HII H30 ( $\rho = 2300 \text{ Kg/m}^3$ )

Nombre archivo Cosmos	Vigas Base	Vigas celosia	Vigas laterales grandes	Espesor tablero (m)
Puente-new-10	HEB 240	D244.5 D14	D244.5 D14	0,2

Tabla 48: Tamaño y tipo de perfiles y tablero que forman el puente de materiales convencionales seleccionado.

Por otro lado, las dimensiones finales de los elementos que forman el puente en materiales compuestos son las siguientes:

### Puente en materiales compuestos

#### *Dimensiones de perfiles y tablero seleccionados*

Material vigas base y vigas celosía: Pre-preg de fibra de Carbono FC-1 ( $\rho = 1800 \text{ Kg/m}^3$ )

Material tablero:

Pieles: Pre-preg de fibra de carbono FC-1 ( $\rho = 1800 \text{ Kg/m}^3$ )

Núcleo: Papel de aramida y resina fenólica N-1 ( $\rho = 144 \text{ Kg/m}^3$ )

CONFIGURACION LAMINADO: COMPOSITE 4			
Nombre FEM	Configuracion laminado	Espesor piel laminado (mm)	Espesor del nucleo (mm)
Composite 4	[ 0 <sub>6</sub> / 90 <sub>2</sub> / +45 <sub>1</sub> / -45 <sub>1</sub> ] <sub>2S</sub>	7.36	300

Tabla 49: Configuración seleccionada para el laminado del puente en materiales compuestos.

CONFIGURACION VIGAS CELOSIA (seccion tubular)			
Material	Configuracion laminado	Radio (mm)	Espesor tubo (mm)
FC-1	[ 0 <sub>6</sub> / 90 <sub>2</sub> / +45 <sub>1</sub> / -45 <sub>1</sub> ] <sub>SS</sub>	150.00	18.40

Tabla 50: Configuración seleccionada para las vigas de sección circular hueca que forman la celosía del puente en materiales compuestos.

CONFIGURACION VIGAS BASE (seccion en I)					
Material	Configuracion laminado	Altura total (mm)	Base Total (mm)	Espesor altura (mm)	espesor anchura (mm)
FC-1	[ 0 <sub>6</sub> / 90 <sub>2</sub> / +45 <sub>1</sub> / -45 <sub>1</sub> ] <sub>SS</sub>	300.00	300.00	18.4	18.4

Tabla 51: Configuración seleccionada para las vigas de sección en I de la base del puente en materiales compuestos.

Las masas de cada una de las soluciones de diseño obtenidas son las siguientes:

Elemento	Masa Configuracion en Materiales Convencionales (T)	Masa Configuracion en Materiales Compuestos (T)	% Mas ligero en materiales Compuestos
Tablero	165,1	25,07	84,81%
Vigas Base	8,609	2,916	66,13%
Vigas celosia	62,86	26,840	57,30%
<b>TOTAL PUENTE</b>	<b>236,569</b>	<b>54,826</b>	<b>76,82%</b>

Tabla 52: Comparativa de masas entre el puente en material convencional y el puente en materiales compuestos.

Como se aprecia en la Tabla 52, la configuración del puente en materiales compuestos, aún teniendo un mayor tamaño los perfiles que forman la estructura y el tablero mayor espesor que el de hormigón, es mucho más ligera que la configuración del puente calculado en materiales convencionales (54,826 toneladas del puente en materiales compuestos, frente a las 236,57 toneladas del puente en acero y hormigón).

El mayor ahorro en peso se presenta en el tablero ya que, aún teniendo 100mm más de espesor que el tablero en hormigón, la densidad del núcleo del material tipo sándwich seleccionado es mucho más ligero que el hormigón.

Se observa que el ahorro en peso para las vigas que forman parte de la celosía es del 57%, no obstante, se podría haber logrado más ligereza en los perfiles de sección



circular de carbono haciendo un análisis más exhaustivo de la estructura diferenciando entre las vigas que se encontraban más cargadas ( las del vano central del puente) de las no tan sobrecargadas, dimensionando en particular estas vigas más cargadas, ya que en este proyecto, para no prolongar en demasía los cálculos y las iteraciones, se han dimensionado todas las vigas de la estructura de la celosía bajo una misma geometría, por lo que su dimensionamiento se encuentra siempre del lado de la seguridad y viene dictado por las dimensiones de las vigas más sobrecargadas de la estructura.

Todo esto implica que hay vigas de la celosía que podrían haber presentado un tamaño de perfiles inferior al que finalmente presentan, haciendo aún más ligero el puente en fibra de carbono.

En lo referente al peso total de cada una de las dos configuraciones, aún presentando el puente de fibra de carbono un tamaño de perfiles mayor que el puente en acero y hormigón, es un 76% más ligero que el puente convencional.

## **7 CONCLUSIONES Y TRABAJOS FUTUROS.**

### **7.1 RESUMEN Y CONCLUSIONES.**

Tras realizar el análisis del mismo puente peatonal, con materiales convencionales (acero y hormigón) y con materiales compuestos (perfiles de extrusión formados por laminados en fibra de carbono, y tablero del puente en estructura tipo sándwich con núcleo de tipo nido de abeja), se llega a la conclusión que desde el punto de vista del cálculo estructural, sin entrar en analizar los costes de implementación de cada una de las soluciones, que se encuentran fuera del ámbito de aplicación de este proyecto, resulta perfectamente viable la ejecución del puente descrita en este proyecto, realizada íntegramente por medio de materiales compuestos de fibra de carbono.

El tamaño de los perfiles y el espesor del tablero obtenidos, no difieren en gran medida de los calculados si el puente tuviera la estructura de acero y el tablero en hormigón. Para los perfiles tubulares de la celosía, se pasa de tener perfiles de acero de 245 mm de diámetro a 300 mm de diámetro si el perfil es de material compuesto de fibra de carbono. Para las vigas bajo la base del tablero, se pasa de tener perfiles HEB240 en acero a vigas de sección en I de 300 mm de anchura por 300 mm de altura. Para el tablero del puente, de tener un tablero de 200 mm de espesor si éste es de hormigón, se obtiene un tablero de 300 mm de espesor en material compuestos de fibra de carbono.

Tras llevar a cabo el análisis de once soluciones de diseño para el puente convencional, con una media de quince estados de carga aplicados por solución, y el análisis de cinco configuraciones de diseño y una media de diez estados de carga por configuración para el puente en materiales compuestos, se puede determinar que el caso de carga más crítico para el puente, independientemente del material que lo constituye, es la acción del vehículo pesado aplicada en el centro del puente, entre las dos pilas. Este caso de carga por sí sólo, origina grandes desplazamientos del tablero y elevadas tensiones en las vigas bajo la estructura. La acción del vehículo pesado, combinada a la vez que la acción de sobrecarga, nieve y viento, es la que produce el mayor campo de desplazamientos en el tablero, y la que origina los mayores estados tensionales, alcanzando máximos en las vigas de la estructura situadas bajo el tablero del puente, adyacentes a la zona donde actúa el vehículo pesado. Bajo los estados de carga de viento, ya sea transversal ó longitudinal, las vigas situadas en la cuerda superior, son igualmente, las que sufren las mayores deformaciones y tensiones más elevadas.

La influencia del espesor del tablero, resulta crucial en el campo de desplazamientos y en las tensiones que registran las vigas bajo la base del tablero. De esta forma, para el puente en materiales convencionales, bajo estados de carga actuando sobre el tablero, un aumento de diez centímetros en el espesor del tablero, puede hacer disminuir la flecha del tablero en un 35%, así mismo el valor de tensión a soportar por las vigas bajo el tablero se puede ver reducida en un 15%. Igualmente, para el puente en materiales compuestos, bajo el mismo estado de carga de la acción del vehículo pesado, un incremento en el espesor del núcleo del sándwich de cinco centímetros evita que el laminado del tablero rompa y que la flecha que sufre el tablero sea del orden de un 10% inferior.

En resumen, se puede concluir, que la configuración seleccionada para el tablero, una estructura tipo sándwich es ideal, desde el punto de vista estructural, para soportar las acciones impuestas al puente, cumpliendo con los requerimientos al diseño de flecha y de no rotura, con unas dimensiones de tablero de tan sólo 100 mm más de espesor que si fuera de hormigón, pero aportando un ahorro en peso del 84% frente a éste último.

El ahorro total en peso que se consigue para el puente en materiales compuestos es de un 71% frente al puente en materiales convencionales, lo que facilita el montaje de este tipo de puentes pudiéndose emplear grúas de menor tonelaje que si se montara un puente de acero y hormigón. Además, no se puede olvidar, que el hormigón del tablero precisa de la necesidad de tener que esperar los tiempos de fraguado correspondientes para obtener la resistencia requerida en el material, tiempos de espera que no son necesarios en un puente hecho de fibra de carbono. De esta forma, al encontrarse el puente peatonal sobre una carretera, las molestias que se podría ocasionar en el corte del tráfico, para llevar a cabo el montaje del puente, se verían disminuidas en gran medida, siendo ésta, una de las grandes ventajas del empleo de los materiales compuestos en las aplicaciones ingenieriles de obra civil.

Por otro lado, no se debe olvidar las ventajas que aportan los materiales compuestos frente a los materiales convencionales, en lo referente a la resistencia a la corrosión y a la acción de los agentes medioambientales externos, que hacen que los costes de mantenimiento del puente a lo largo de los años, disminuyan con respecto a los costes de mantenimiento que presenta un puente en acero y hormigón. Esta disminución en los costes de mantenimiento, pudiera compensar a los costes iniciales de la fabricación del puente en fibra de carbono, pero este punto, como ya se ha comentado, queda fuera del ámbito de aplicación de este proyecto.

### 7.2 TRABAJOS FUTUROS.

En este proyecto se han calculado dos alternativas de diseño para un mismo puente, una en materiales convencionales y otra en materiales compuestos. Para evitar que los cálculos y las iteraciones se prolongaran más allá de los objetivos de este proyecto, se han analizado todas las vigas de la celosía bajo una mismo grupo de elementos en Cosmos, esto ha implicado, que todas las vigas de sección circular del puente hayan sido dimensionadas atendiendo a la viga de sección circular más sobrecargada de toda la estructura. Si bien el puente se encuentra del lado de la seguridad por encontrarse muchas de sus vigas sobredimensionadas, también presenta mayor peso del que se hubiera podido conseguir dimensionando en mayor detalle las vigas sometidas a menores esfuerzos que las que se encuentran soportando las mayores cargas. Uno de los posibles trabajos a realizar en el futuro es, partiendo de los cálculos obtenidos en este proyecto, realizar un dimensionamiento en mayor detalle de las vigas diferenciando entre las que soportan mayores esfuerzos y las que no soportan tan altas cargas.

Por otro lado, en este proyecto se han seleccionado elementos unidimensionales para las vigas, cuando se podrían haber escogido elementos de superficie que hubieran permitido conseguir una optimización del diseño del laminado de las vigas y probablemente mayor disminución de peso de la estructura de materiales compuestos,

sin embargo, con una selección de este tipo de elementos para el mallado de las vigas, se hubiera complicado enormemente el modelo, ya que el número de grados de libertad aumentaría extraordinariamente, haciendo que el tiempo de cálculo y de iteración resultara inmanejable. En el futuro y partiendo de los resultados obtenidos en este proyecto, se podrían mallar las vigas con elementos de superficie y de esta manera, hacer un estudio del laminado de las vigas en detalle y así llegar a una solución óptima para la estructura.

Tras obtener los buenos resultados de peso para el puente en materiales compuestos, otro posible punto a realizar en el futuro sería el llevar a cabo un análisis de diseño en el ámbito de estudiar el ejecutar la estructura en módulos, como ensamblar dichos módulos, etc. representando la manera de cometer el montaje del puente.

Por último, como ya se ha indicado, ha quedado fuera del ámbito de aplicación de este proyecto todo lo relacionado con los análisis de costes por centrarse el proyecto en el cálculo estructural. No obstante, tras resultar el análisis de viabilidad técnica, factible sería interesante el realizar, para la solución del puente en materiales compuestos, un análisis de viabilidad económica, teniendo en cuenta no sólo los costes de la materia prima sino también, los costes de la fabricación, montaje y mantenimiento del puente durante toda la vida útil de la estructura.

## 8 BIBLIOGRAFÍA Y ENLACES WEB

- 1) Apuntes Asignatura de Diseño con materiales compuestos  
Autores: Enrique Barbero, Sonia Sánchez  
Universidad Carlos III de Madrid.
- 2) Proyecto Fin de Carrera: Diseño de una construcción modular para situaciones de emergencia.  
Autor: M<sup>a</sup> Del Mar Canales  
Universidad Carlos III de Madrid
- 3) COSMOS/M: User Guide (Volume 1) Versión 1.71  
Autor: Structural Reserch & Análisis Corporation
- 4) Handbook of Composites  
Autor: S.T. Peters  
Ed: Chapman & Hall, London
- 5) Composite materials and structures in civil engineering  
Autor: L.C. Hollaway, P.R. Head  
University of Surrey, UK
- 6) Composite materials: design and applications  
Autor: Daniel Gay  
CRC Press
- 7) Composite bridge design for small and medium spans  
Autor: G. Sedlacek  
Office for official publications of the European Communities.
- 8) Mechanics of laminated composite plates and shells. Theory and analysis.  
Autor: J.N. Reddy  
CRC Press
- 9) Mechanics of laminated composite plates and shells. Theory and analysis.  
Autor: J.N. Reddy  
CRC Press
- 10) NBE AE/88 “Acciones en la edificación”  
Autor: J.N. Reddy  
CRC Press
- 11) NBE AE/95 “Estructuras de acero en edificación”  
Autor: J.N. Reddy  
CRC Press
- 12) <http://www.carreteros.org/normativa/estructuras/iap98/indice.htm>

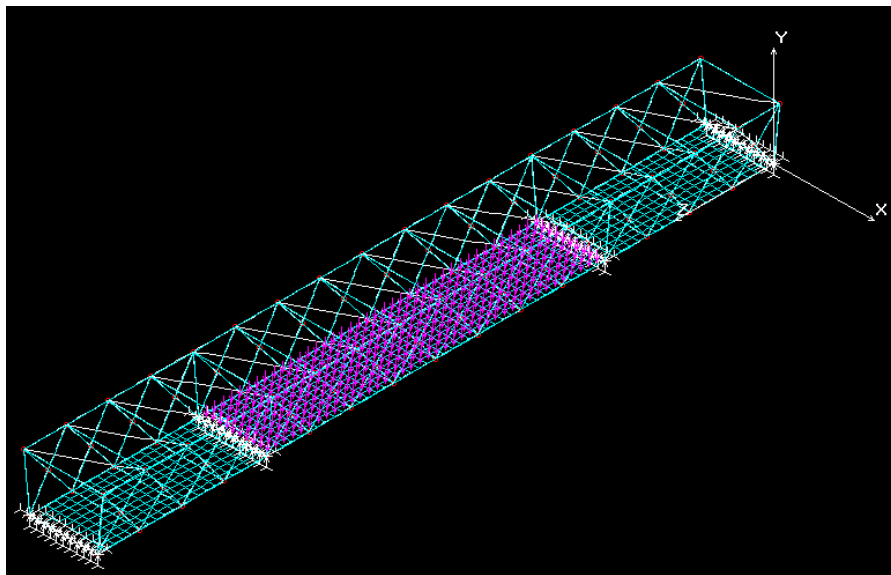
- 13) <http://www.fibercore-europe.biz/index.php?Itemid=53>
- 14) <http://www.tech.plym.ac.uk/sme/MATS324/bridges.htm>
- 15) <http://www.fiberline.com>
- 16) <http://www.CompositeWorld.com>
- 17) <http://www.admc.esrtechnology.com/CDKB/Applications/Default.asp?Sector=3&Element=-1>
- 18) <http://hexcel.com>
- 19) [http://enlaces.arq.com.mx/Arquitectura/Edificios\\_y\\_Estructuras/Puentes/Puentes\\_Peatonales/index.html](http://enlaces.arq.com.mx/Arquitectura/Edificios_y_Estructuras/Puentes/Puentes_Peatonales/index.html)
- 20) <http://mipagina.cantv.net/constjomaga/PUENTES/PUENTES.HTM>
- 21) [http://www.esyme.com/est\\_pasarelas.html](http://www.esyme.com/est_pasarelas.html)
- 22) <http://www.haysite.com>
- 23) <http://www.geocities.com/jescud2000/lospuentes/cosasbasicas.htm>

**A. ANEXOS**

## **A. ESTUDIO DE SENSIBILIDAD DE LA MALLA DEL PUENTE EN MATERIALES CONVENCIONALES.**

Para determinar la sensibilidad de la malla del puente en materiales convencionales, se va a someter a la estructura a un caso de carga de peso propio más una carga de presión uniformemente distribuida a lo largo de todo el tablero de valor 100N, y se determinará para varios tamaños de malla, el valor de flecha máxima que sufrirá la estructura.

Para todas las iteraciones a realizar, se fija un tamaño de perfiles de sección circular hueca en la celosía, perfiles IPN 600 en la base del puente y un tablero de hormigón de 200mm de espesor.



**Figura 110:** Vista general del modelo de elementos finitos de Cosmos del puente, empleado para el estudio de la sensibilidad de la malla.



Iteración 1:

- Número de nodos: 957
- Número de elementos: 1187
- Flecha máxima obtenida: 10,0656mm

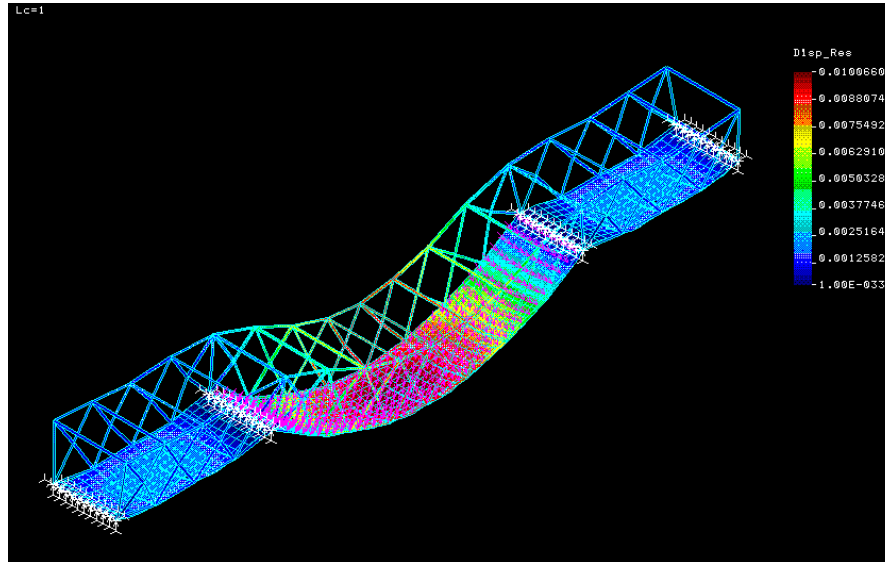


Figura 111: Campo de desplazamientos, mostrando la deformada de la estructura bajo la iteración 1.

Iteración 2:

- Número de nodos: 1761
- Número de elementos: 2023
- Flecha máxima obtenida: 10,0887mm

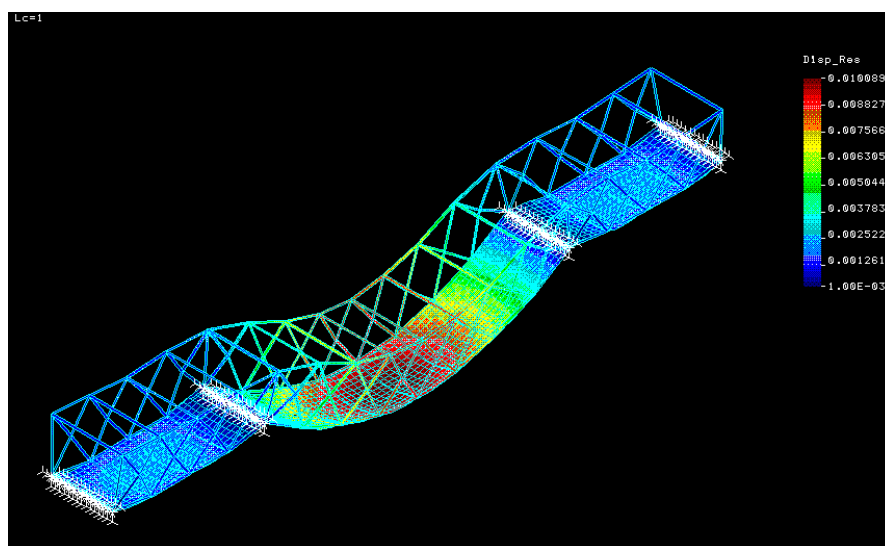


Figura 112: Campo de desplazamientos, mostrando la deformada de la estructura bajo la iteración 2.

Iteración 3:

- Número de nodos: 3447
- Número de elementos: 3757
- Flecha máxima obtenida: 10,9467mm

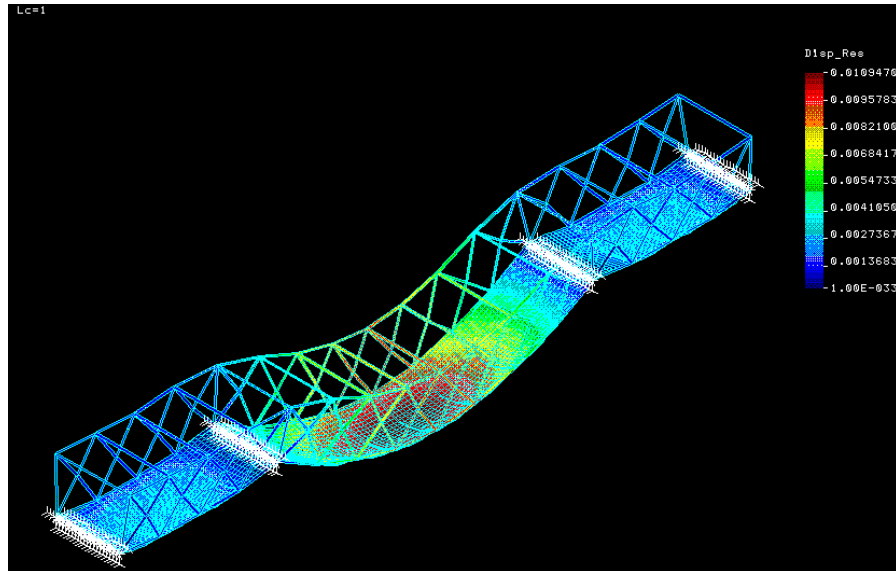


Figura 113: Campo de desplazamientos, mostrando la deformada de la estructura bajo la iteración 3.

Iteración 4:

- Número de nodos: 4455
- Número de elementos: 4717
- Flecha máxima obtenida: 10,2279mm

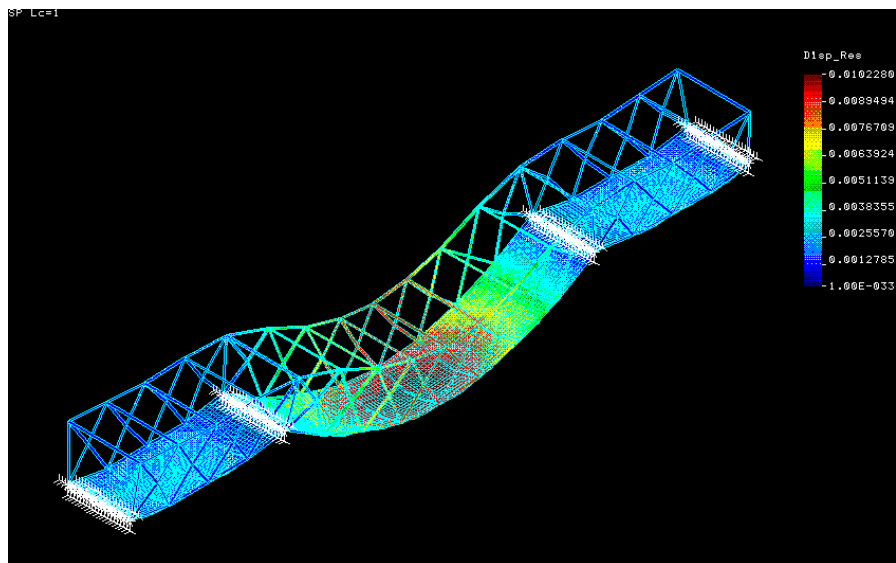


Figura 114: Campo de desplazamientos, mostrando la deformada de la estructura bajo la iteración 4.

Iteración 5:

- Número de nodos: 5500
- Número de elementos: 5842
- Flecha máxima obtenida: 10,1130mm

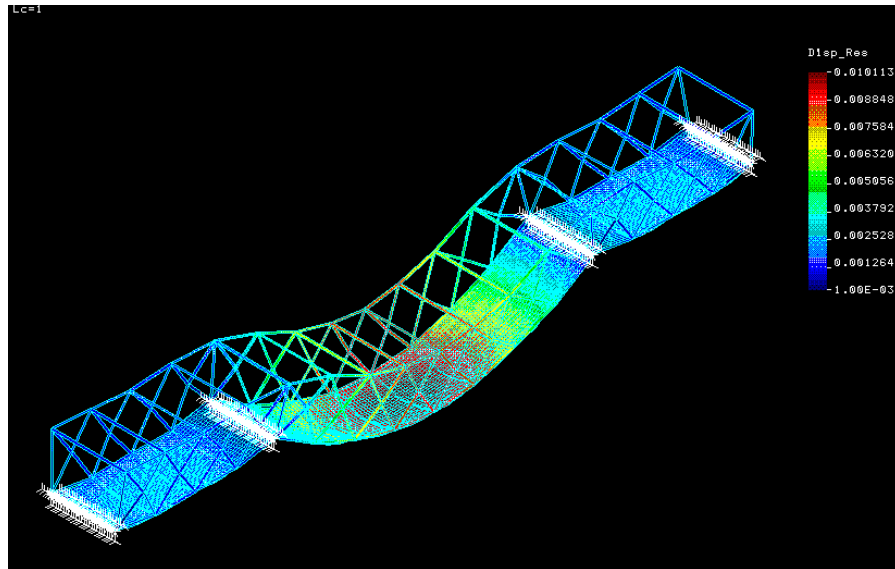


Figura 115: Campo de desplazamientos, mostrando la deformada de la estructura bajo la iteración 5.

Iteración 6:

- Número de nodos: 6332
- Número de elementos: 6642
- Flecha máxima obtenida: 10,1155mm

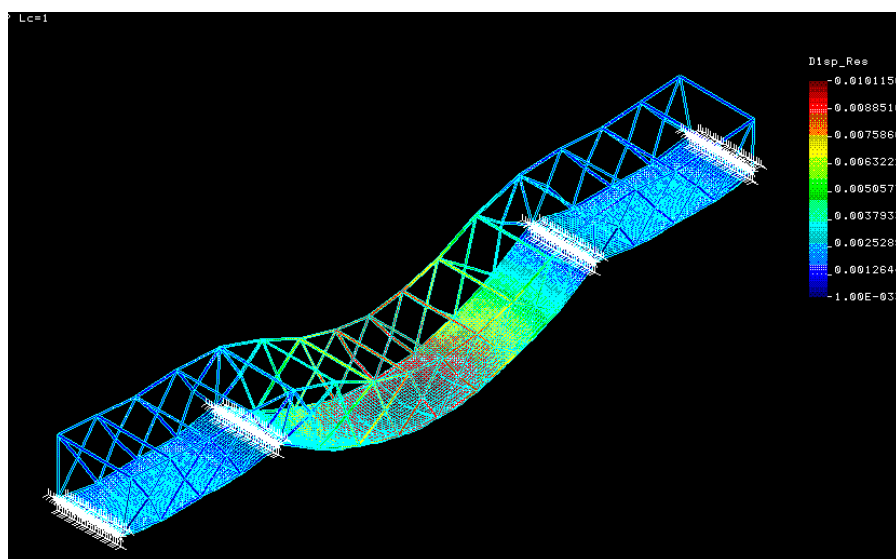


Figura 116: Campo de desplazamientos, mostrando la deformada de la estructura bajo la iteración 6.

Iteración 7:

- Número de nodos: 7293
- Número de elementos: 7668
- Flecha máxima obtenida: 10,5293mm

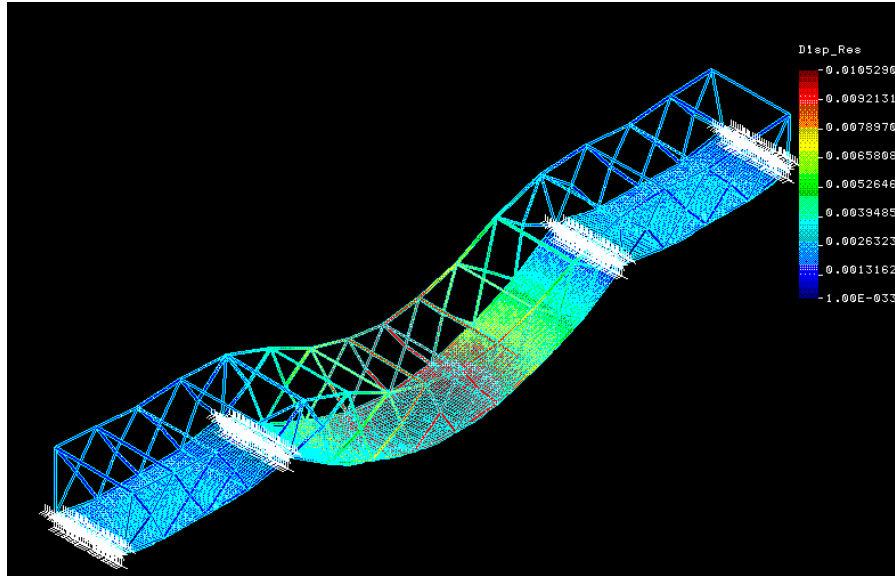


Figura 117: Campo de desplazamientos, mostrando la deformada de la estructura bajo la iteración 7.

En la Tabla 53, pueden observarse las iteraciones llevadas a cabo y el valor del desplazamiento máximo obtenido:

Numero de iteración	Desplazamiento Máximo (mm)	Número de elementos
1	10,0656	1187
2	10,0887	2023
3	10,9467	3757
4	10,2279	4757
5	10,1130	5842
6	10,1155	6642
7	10,5293	7668

Tabla 53: Resultado de las iteraciones para determinar la sensibilidad de la malla en el tablero del Puente.

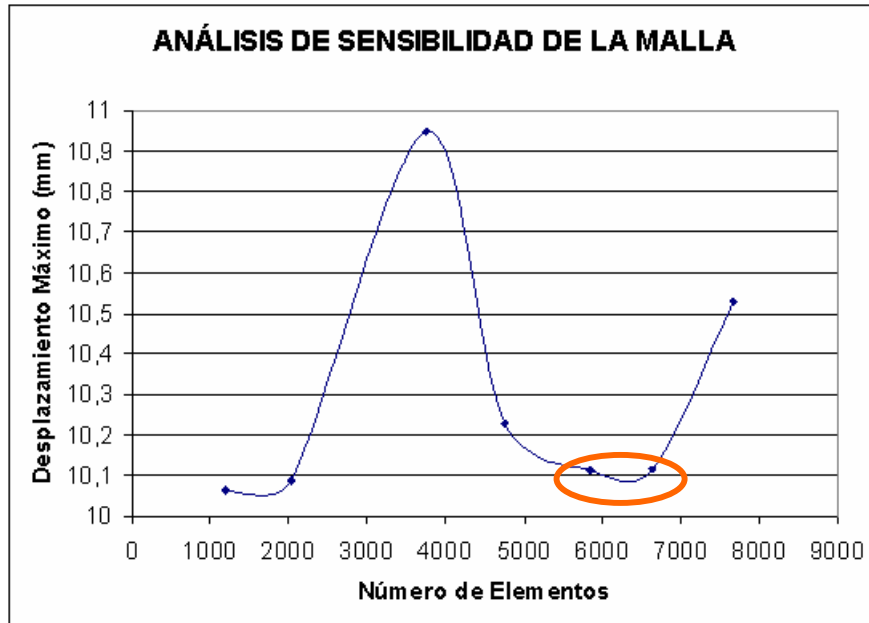


Figura 118: Gráfico mostrando la relación entre el numero de elementos de la malla y la flecha máxima obtenida.

La mínima diferencia entre los valores de flecha máxima obtenidos se produce entre las iteraciones 5 y 6, siendo esta diferencia de  $2,5 \cdot 10^{-3}$  mm, por lo que el tamaño de malla seleccionado para realizar los cálculos por el método de los elementos finitos para el puente en materiales convencionales está constituido por:

**Tamaño de malla seleccionada:**

- Número de nodos: 6332
- Número de elementos: 6642

## B. ESTUDIO DE SENSIBILIDAD DE LA MALLA DEL PUENTE EN MATERIALES COMPUESTOS.

Para determinar la sensibilidad de la malla del puente en materiales compuestos, se va a someter a la estructura a un caso de carga de peso propio, y se determinará para varios tamaños de malla, el valor de flecha máxima que sufrirá la estructura.

### Iteración 1:

- Número de nodos: 1155
- Número de elementos: 1203
- Flecha máxima obtenida: 2,83170mm

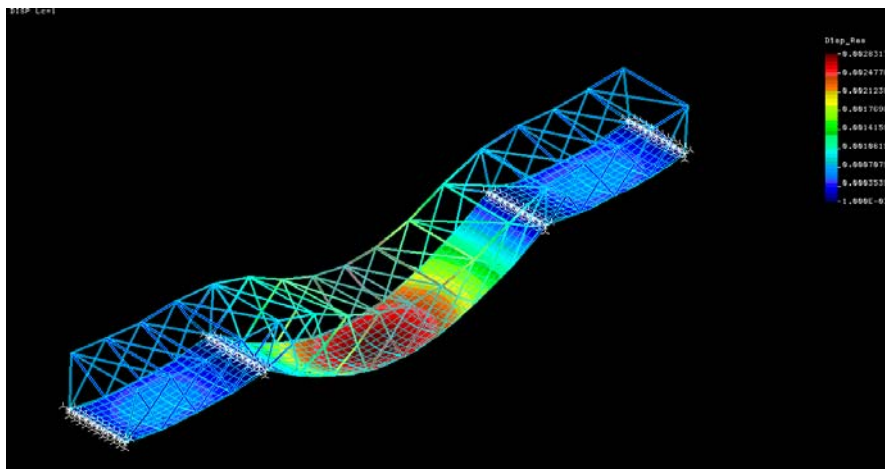


Figura 119: Campo de desplazamientos, mostrando la deformada de la estructura bajo la iteración 1.

### Iteración 2:

- Número de nodos: 2274
- Número de elementos: 2039
- Flecha máxima obtenida: 2,84370mm

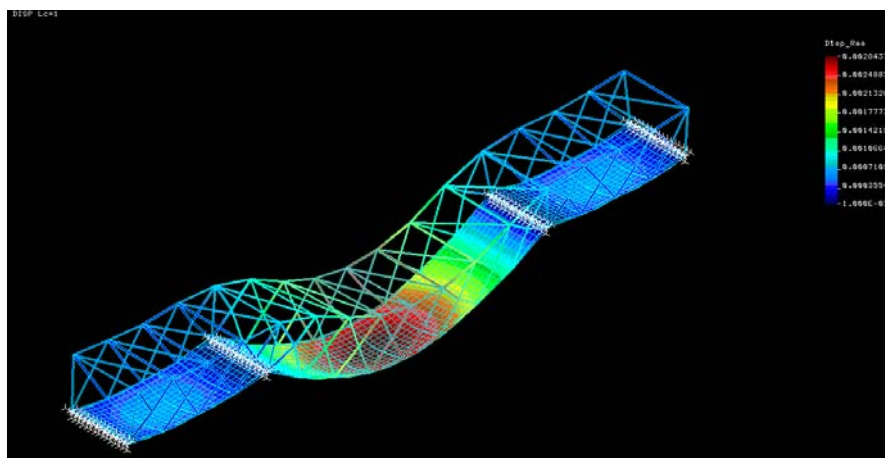
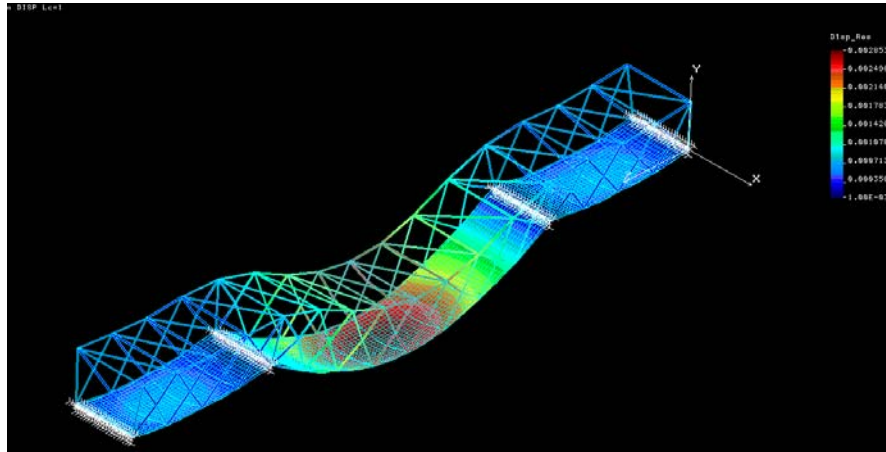


Figura 120: Campo de desplazamientos, mostrando la deformada de la estructura bajo la iteración 2.

Iteración 3:

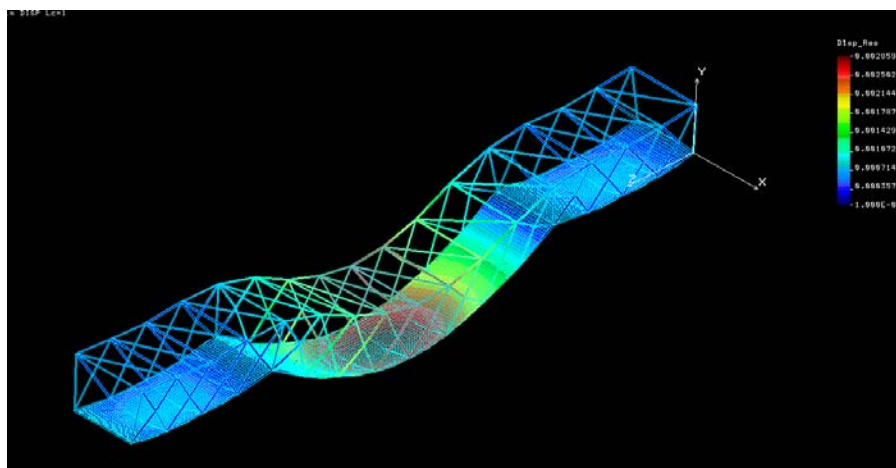
- Número de nodos: 3795
- Número de elementos: 3773
- Flecha máxima obtenida: 2,85358mm



**Figura 121:** Campo de desplazamientos, mostrando la deformada de la estructura bajo la iteración 3.

Iteración 4:

- Número de nodos: 6332
- Número de elementos: 6658
- Flecha máxima obtenida: 2,8594mm



**Figura 122:** Campo de desplazamientos, mostrando la deformada de la estructura bajo la iteración 4.

Iteración 5:

- Número de nodos: 8016
- Número de elementos: 7429
- Flecha máxima obtenida: 2,8612mm

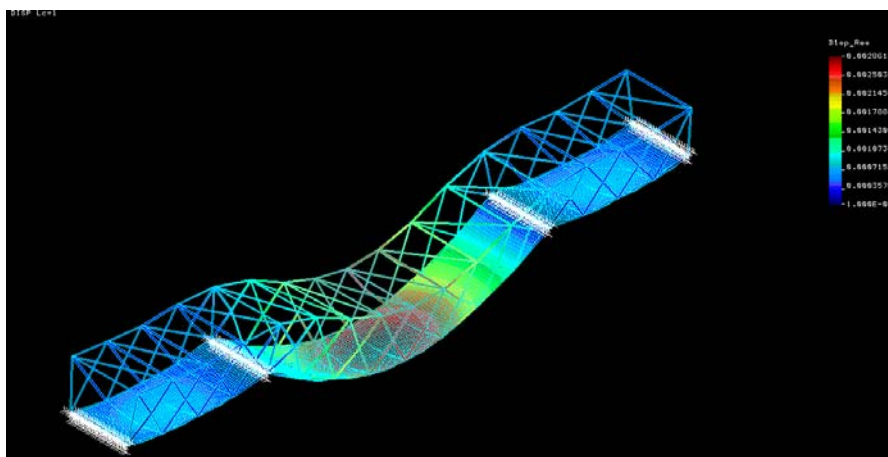


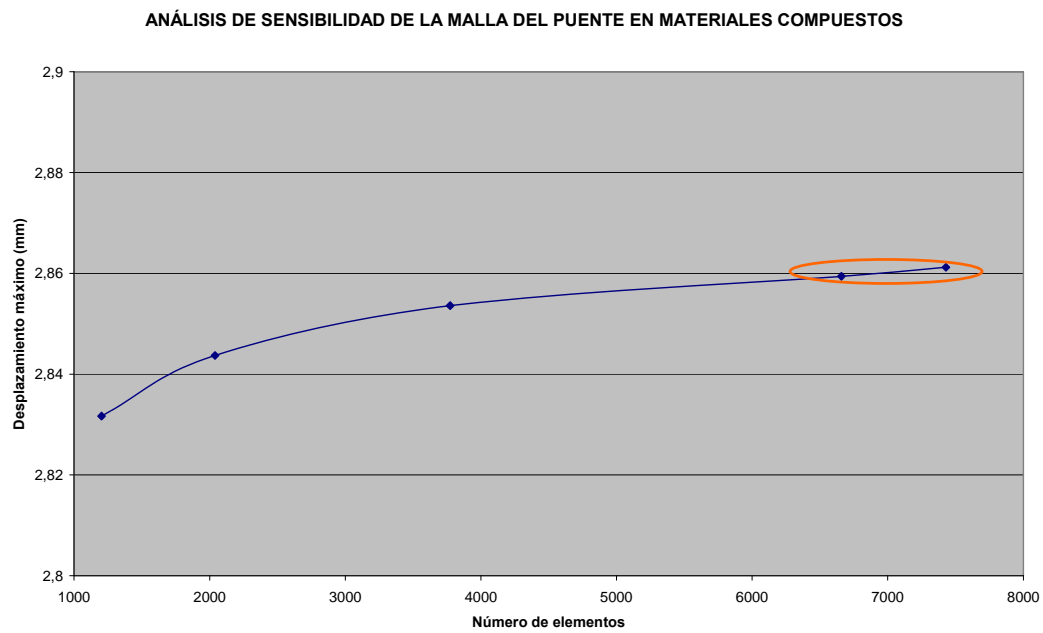
Figura 123: Campo de desplazamientos, mostrando la deformada de la estructura bajo la iteración 5.

En la siguiente tabla, pueden observarse las iteraciones llevadas a cabo y el valor del desplazamiento máximo obtenido:

Número de iteración	Desplazamiento máximo (mm)	Número de elementos
1	2,8317	1203
2	2,8437	2039
3	2,85358	3773
4	2,8594	6658
5	2,8612	7429

Tabla 54: Resultado de las iteraciones para determinar la sensibilidad de la malla en el tablero del Puente.





**Figura 124:** Gráfico mostrando la relación entre el numero de elementos de la malla y la flecha máxima obtenida.

La mínima diferencia entre los valores de flecha máxima obtenidos se produce entre las iteraciones 4 y 5, siendo esta diferencia de  $1,8 \cdot 10^{-3} \text{ mm}$ , por lo que el tamaño de malla seleccionado para realizar los cálculos por el método de los elementos finitos para el puente en materiales compuestos está constituido por:

**Tamaño de malla seleccionada:**

- Número de nodos: 6332
- Número de elementos: 6658

## **C. CASOS DE CARGA CALCULADOS PARA EL PUENTE EN MATERIALES CONVENCIONALES.**

### **Gráficos del desplazamiento de la estructura y tensión de Von mises.**

A continuación se describen todas y cada una de las iteraciones llevadas a cabo en el cálculo del puente en materiales convencionales. En cada iteración y para cada caso de carga, se muestran las condiciones de tensión máxima aplicando el criterio de plastificación de Von Mises y el valor de flecha máxima alcanzada por la estructura.

En el siguiente cuadro resumen se muestran los casos de carga a los que se ha sometido a la estructura durante el cálculo y la combinación de acciones en que consiste cada uno de los casos de carga aplicados:

# COMBINACIÓN DE ACCIONES SOBRE EL PUENTE EN MATERIALES CONVENCIONALES

Caso de Carga	Peso propio (G)	Sobrecarga vertical uniforme (Su)	Peso vehiculo Pesado (Pv)	VIENTO sobre estructura transversal (Ve tran)	VIENTO sobre estructura longitudinal (Ve lon)	VIENTO transversal sobre tableros (Vt tran)	VIENTO Vertical tableros (Vt ver)	Momento de vuelco VERTICAL (Mv)	NIEVE (N)	Descripcion
1										SIN PONDERACIÓN DE CARGA
51	P									1,35 PONDERACION
2		1								SIN PONDERACIÓN DE CARGA Sobre toda la superficie del tablero
16								1		SIN PONDERACION DE CARGA
3									1	SIN PONDERACIÓN DE CARGA Sobre toda la superficie del tablero
54					1					SIN PONDERACION DE CARGA
5							1			SIN PONDERACION DE CARGA
17			1							Parte Central del Puente, centrado en X y Z ( alargado)
18			1							Parte Central del Puente, centrado en X y Z ( a lo ancho)
19			1							Parte Central del Puente, centrado en X y Z ( alargado) Apoyado solo en tablero
20			1							Parte lateral del Puente, en tablero en X y Z ( a lo ancho)
21			1							Parte Central del Puente, en un lateral en X y Z ( a lo ancho)
22			1							Parte lateral del Puente, en un lateral del tablero en X y Z ( a lo ancho)
24		Solo en un extremo							Solo en un extremo	
55				1		1				SIN PONDERACIÓN DE CARGA (LC-4 + LC-6 + LC-8 + LC-9 + LC-7 + LC-10)

Tabla 55: Casos de carga aplicados sobre el puente en materiales convencionales

COMBINACIÓN DE ACCIONES SOBRE EL PUENTE EN MATERIALES CONVENCIONALES (Continuación)

Caso de Carga	Peso propio (G)	Sobrecarga vertical uniforme (Su)	Peso vehiculo Pesado (Pv)	VIENTO sobre estructura transversal (Ve tran)	VIENTO sobre estructura longitudinal (Ve lon)	VIENTO transversal sobre tableros (Vt tran)	VIENTO Vertical tableros (Vt ver)	Momento de vuelco VERTICAL (Mv)	NIEVE (N)	Descripcion
52	P	1P								LC-51 + 1,50 LC-2
53	P								1P	LC-51 + 1,50 LC-3
56	P			P		P			1P	LC-53 + 1,50 LC-55
57	P				1P					LC-51 + 1,50 LC-54
58	P			P		P				LC-51 + 1,50 LC-55
59	P						P			LC-51+1,50 LC-5
60	P							P		LC-51+1,50 LC-16
61	P							P		LC-51+(-1) x 1,50 LC-16
62	P		P(19)							LC51+1,5 x LC-17
80	P	P	P(20)	0,5 menos		0,5menos	0,5menos	P	P	LC-51+1,5x LC-2+1,5LC-17+0,75xLC-55+0,75LC-5-1,5 LC-16+1,5LC3
63	P		P							LC-51+1,5xLC-18
64	P		P							LC-51+1,5xLC-19
65	P		P							LC-51+1,5xLC-20
66	P		P							LC-51+1,5xLC-21
67	P		P							LC-51+1,5xLC-22
68	P	N/A	P (19)	P	P	P	P			LC-51+1,5 X (LC-19+LC-55+ LC-54+LC-5+LC-16+LC-3)
69	P	P	P(19)	0,5menos	0,5menos	0,5menos	0,5menos	P	P	
70	P			P	P	P	-1			
71	P	P	P(19)				P		P	
76	P	24	P(20)						P24	
75	P	P24							p24	

Tabla 56: Casos de carga aplicados sobre el puente en materiales convencionales (continuación).

Se han estudiado, para varios de los casos de carga descritos con anterioridad, diferentes tipos de dimensionamientos de la estructura para el puente, con la finalidad de determinar aquel que fuera capaz de soportar los requerimientos de flecha máxima inferior a la flecha máxima que dicta la norma, y de tener una tensión de plastificación por debajo de la tensión de Von Mises, sin tener que sobredimensionar mucho la estructura.

En la siguiente tabla se describen, los diferentes dimensionamientos de la estructura considerados en el cálculo:

Nombre archivo Cosmos	Vigas Base	Vigas celosia	Vigas laterales grandes	Espesor tablero (m)
Puente-new	IPE 100	D135 t8	D200 t8	0.2
Puente-new-2	IPE 100	D155 t8	D200 t8	0,2
Puente-new-3	IPE 100	D200 t8	D200 t8	0,2
Puente-new-4	IPE 100	D244,5 t8	D244.5 t8	0,2
Puente-new-5	IPE 100	D406,4 t14	D406,4 t14	0,2
Puente-new-6	IPE 100	D244,5 t12	D244.5 t12	0,2
Puente-new-7	HEB 200	D244,5 t12	D244.5 t12	0,3
Puente-new-8	IPE 200	D244,5 t12	D244.5 t12	0,2
Puente-new-9	IPE 600	D244,5 t12	D244.5 t12	0,2
Puente-new-10	HEB 240	D244.5 D14	D244.5 D14	0,2
Puente-new-11	HEB 240	D244,5 t14	D244.5 t14	0,3

Tabla 57: Configuraciones de los diferentes dimensionamientos estudiados para el puente peatonal.

A continuación se muestran para cada caso de carga estudiados, una gráfica con el campo de desplazamientos en la estructura, incluyendo la deformada que sufre ésta bajo la acción de la carga, y una segunda gráfica que muestra el campo de tensiones de Von Mises en la estructura.

En aquellos dimensionamientos en los que durante el cálculo por medio de elementos finitos, se llegara a superar para un caso de carga particular, el criterio de diseño en lo referente a flecha máxima y/o tensión máxima, se dejará de iterar, ya que quedaría demostrado que el diseño no satisface las condiciones requeridas, y se procederá a realizar el cálculo con un nuevo dimensionamiento para la estructura.

Nombre archivo Cosmos	Vigas Base	Vigas celosia	Vigas laterales grandes	Espesor tablero (m)
Puente-new	IPE 100	D135 t8	D200 t8	0.2

**Caso de Carga 51:** (Peso propio de la estructura)

Se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio y de 1.5 para el resto de las acciones actuando sobre el puente.

Flecha máxima: 14mm

Tensión máxima de Von Mises: 73,4 Mpa en el elemento barra.

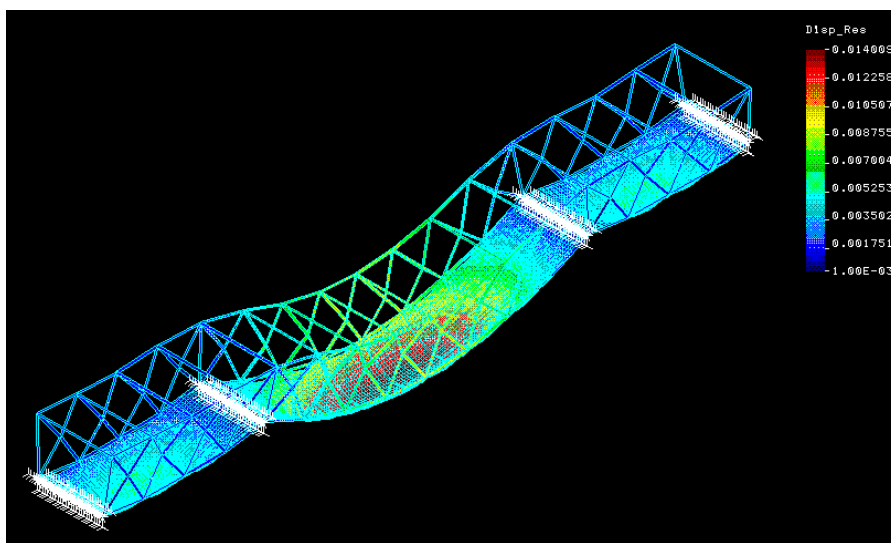


Figura 125: Grafico de desplazamiento de la estructura mostrando su deformada.

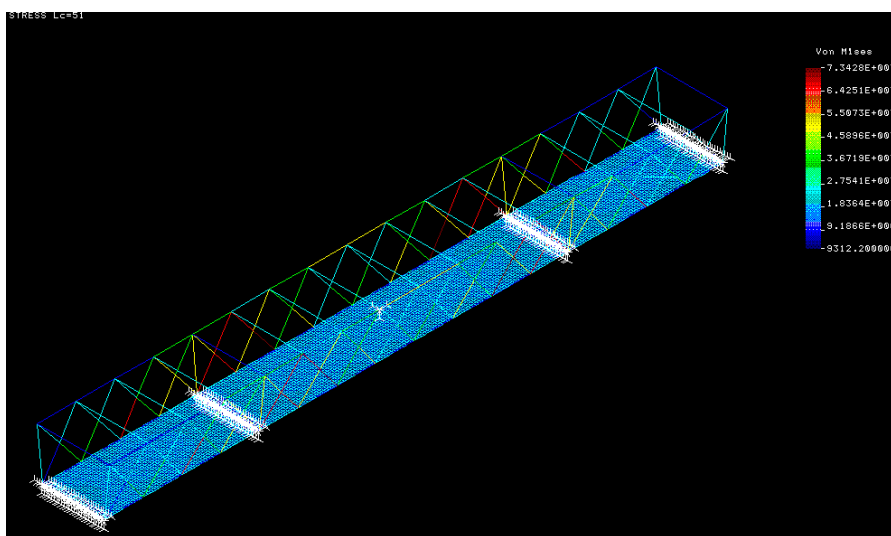


Figura 126: Tensión de Von Mises de la estructura cuando actúa el peso propio.

**Caso de carga 52:** (Peso propio de la estructura y sobrecarga sobre todo el tablero)

Se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio y de 1.5 para el resto de las acciones actuando sobre el puente.

Flecha máxima: 26,74mm

Tensión máxima de Von Mises: 62,3Mpa en el elemento barra.

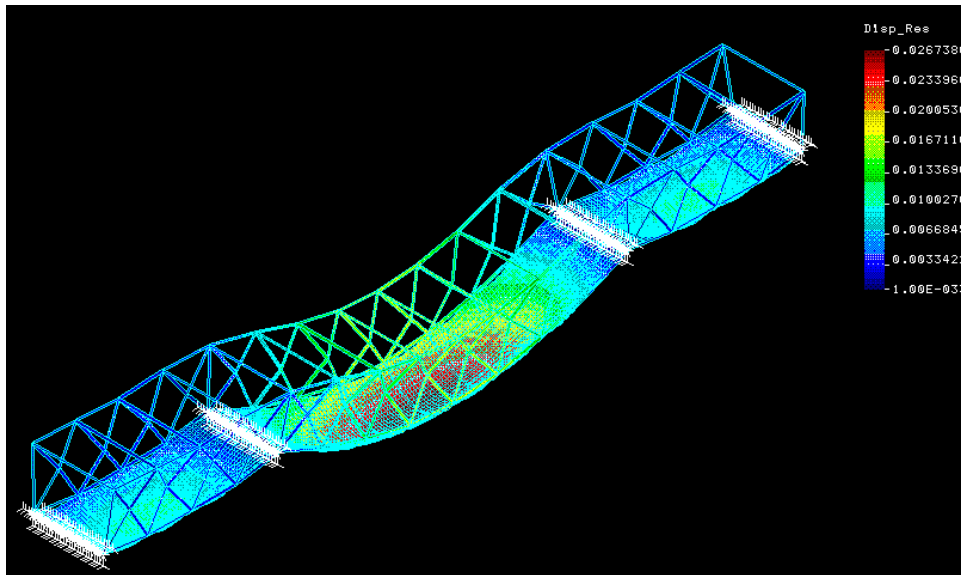


Figura 127: Gráfico de desplazamiento de la estructura mostrando su deformada.

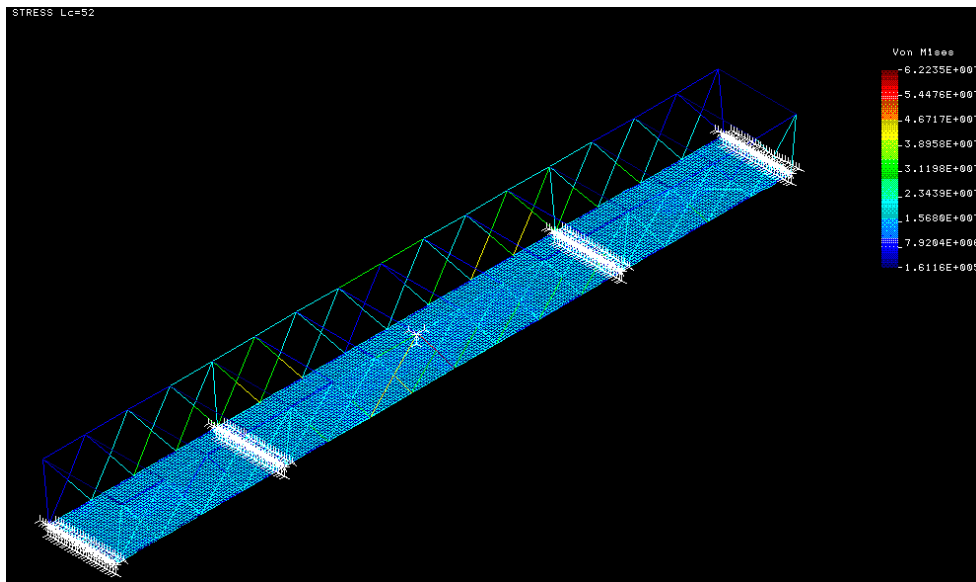


Figura 128: Tensión de Von Mises de la estructura cuando actúa el caso de carga 52.

**Caso de carga 53:** (Peso propio de la estructura y carga de nieve sobre todo el tablero)

Se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio y de 1.5 para la carga de nieve.

Flecha máxima: 15mm

Tensión máxima de Von Mises: 78,37 Mpa en el elemento barra.

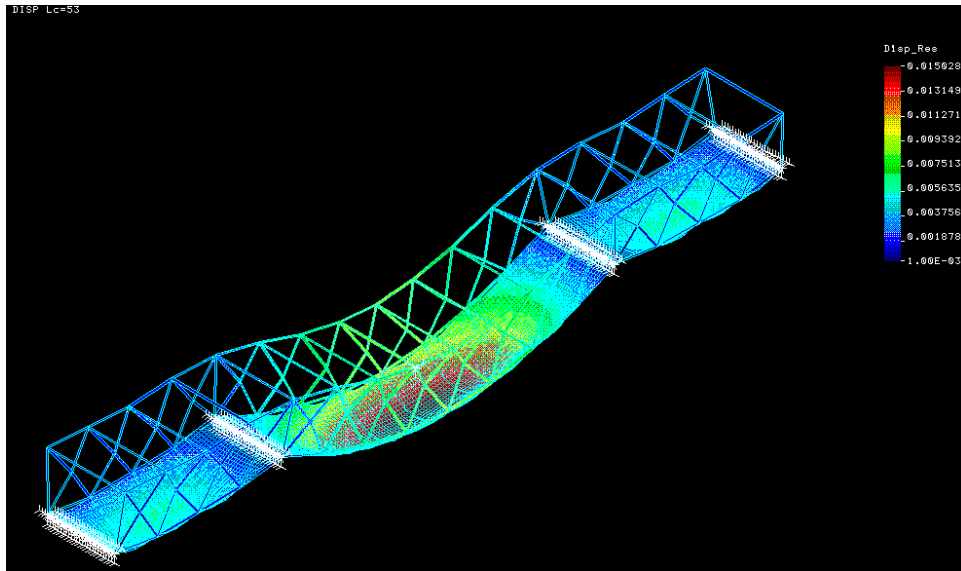


Figura 129: Grafico de desplazamiento de la estructura mostrando su deformada.

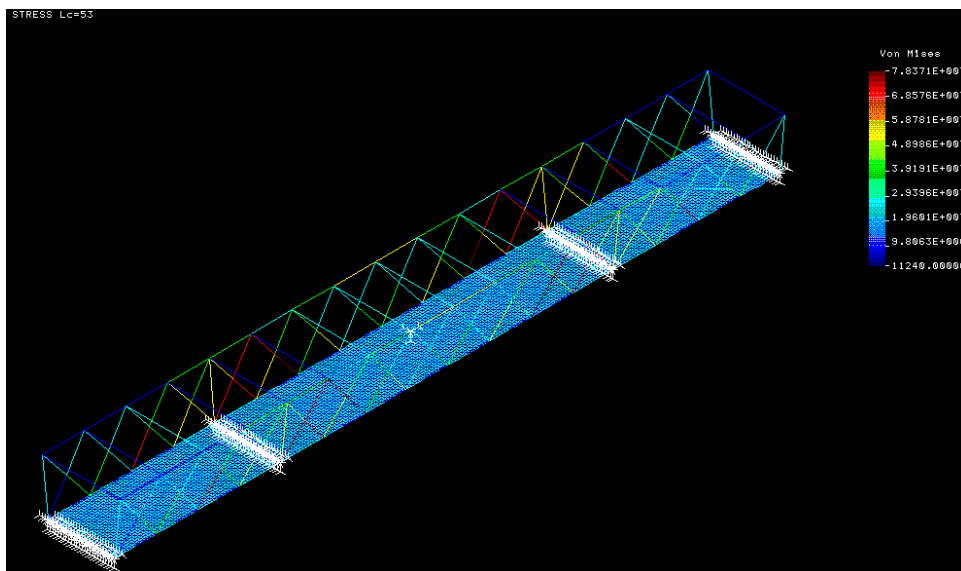


Figura 130: Tensión de Von Mises de la estructura cuando actúa el caso de carga 53.



**Caso de carga 55:** Viento transversal sobre la estructura y tableros.

En este caso de carga no se considera ponderación de la carga, ni el peso propio de la estructura.

Flecha máxima: 18,68mm

Tensión máxima de Von Mises: 0,44 Mpa en el elemento barra.

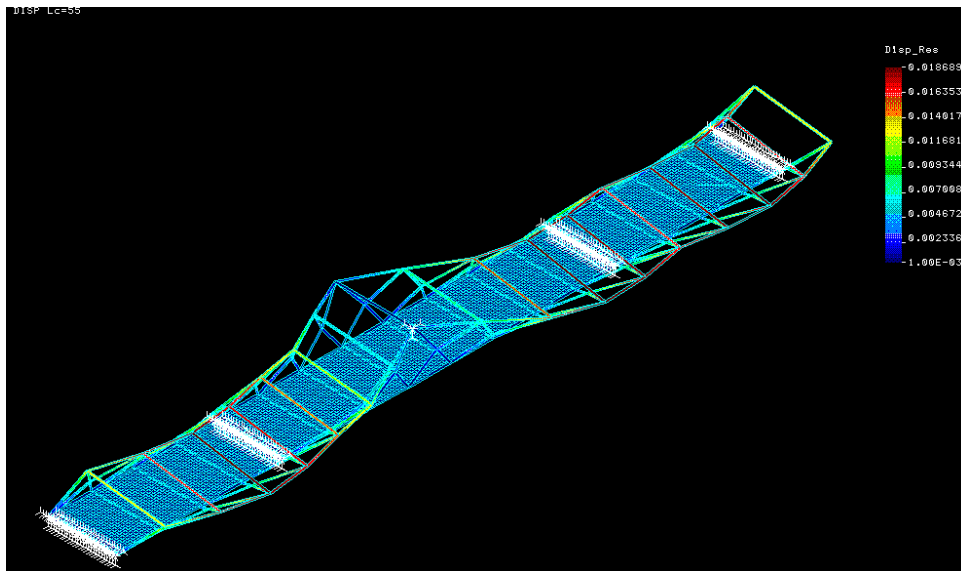


Figura 131: Grafico de desplazamiento de la estructura mostrando su deformada.

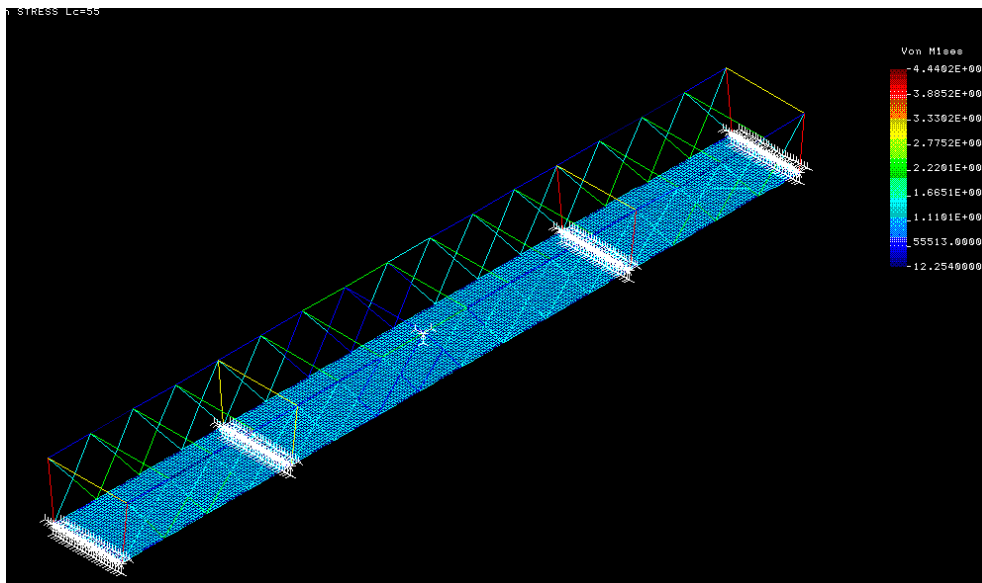


Figura 132: Tensión de Von Mises de la estructura cuando actúa el caso de carga 55.

**Caso de carga 56:** Peso propio de la estructura, acción del viento transversal sobre el puente y carga de nieve sobre todo el tablero.

Se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio y de 1.5 para la acción del viento y de la nieve.

Flecha máxima: 29,56mm

Tensión máxima de Von Mises: 0,26 Mpa en el elemento barra.

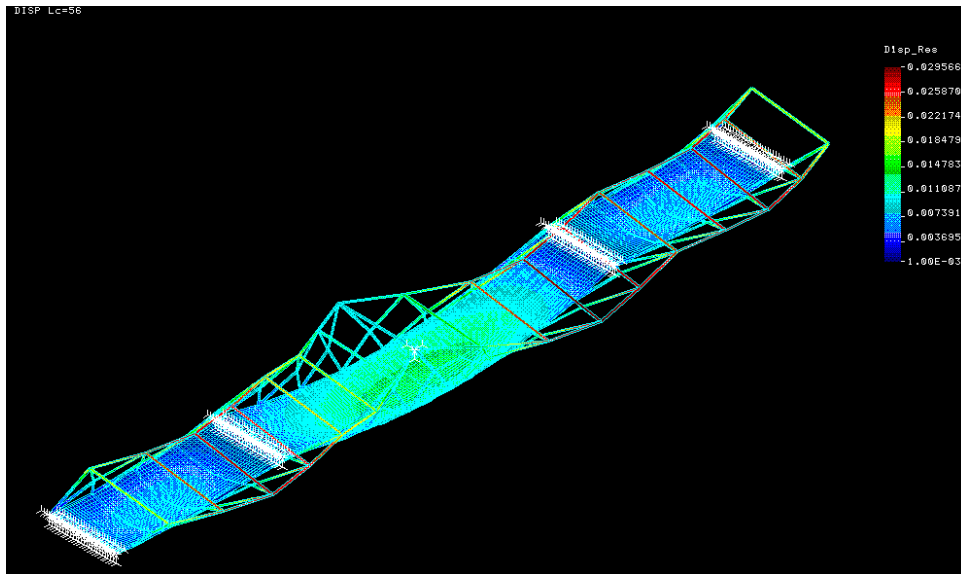


Figura 133: Gráfico de desplazamiento de la estructura mostrando su deformada.

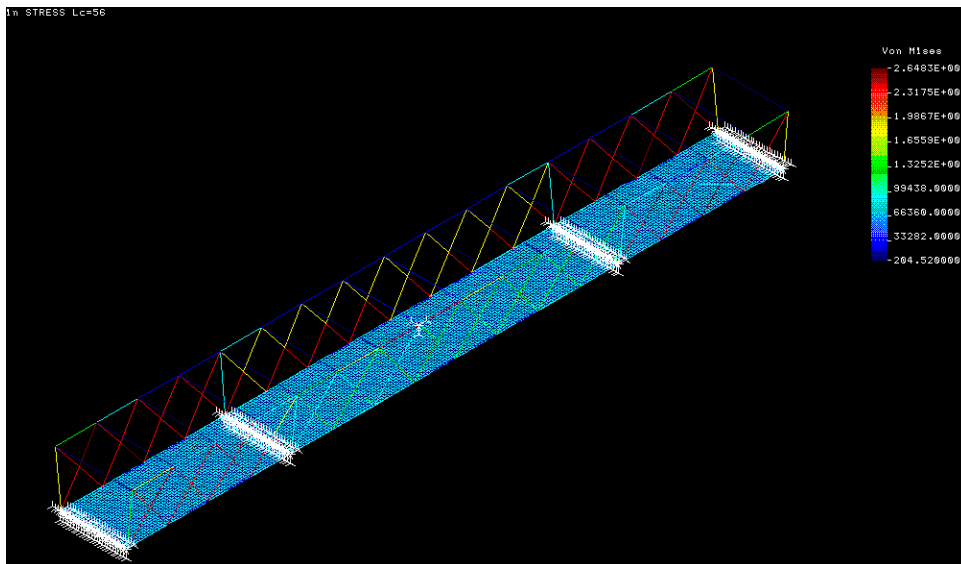


Figura 134: Tensión de Von Mises de la estructura cuando actúa el caso de carga 56.

**Caso de carga 57:** Peso propio de la estructura y viento longitudinal

Flecha máxima: 14mm

Tensión máxima de Von Mises: 0,22 Mpa en el elemento barra.

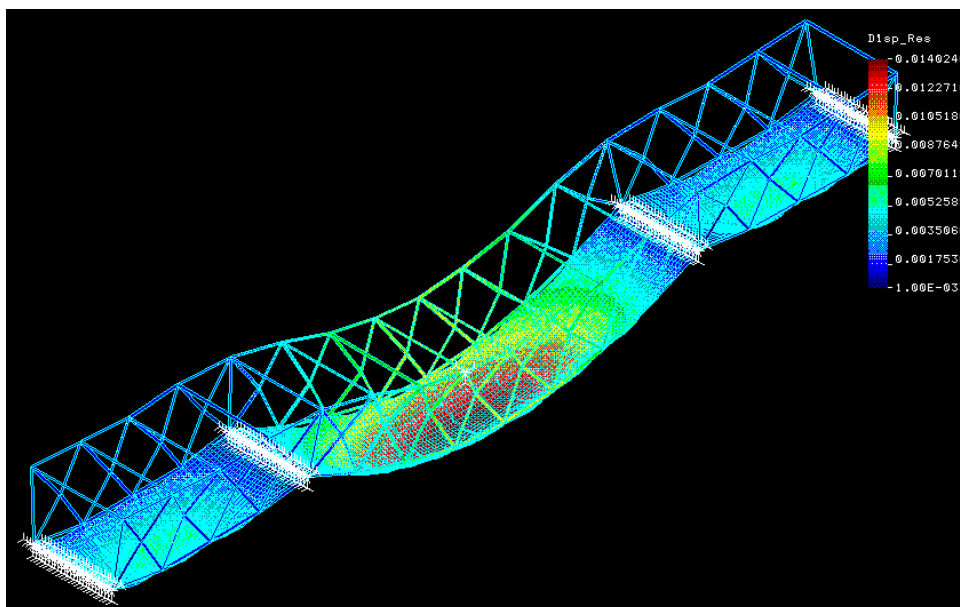


Figura 135: Grafico de desplazamiento de la estructura mostrando su deformada.

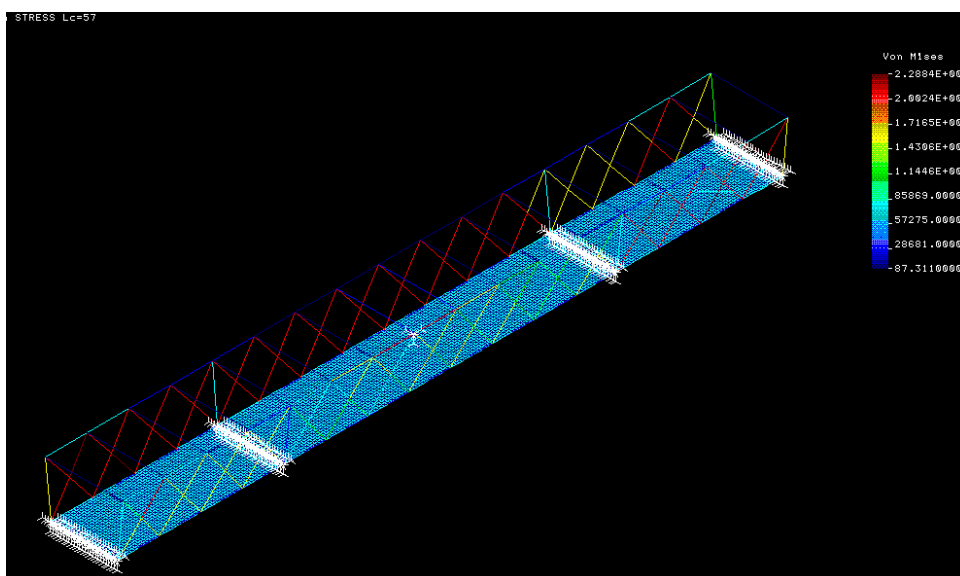


Figura 136: Tensión de Von Mises de la estructura cuando actúa el caso de carga 57.

**Caso de carga 58:** Peso propio de la estructura y viento transversal actuando sobre el tablero y la estructura.

Se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio y de 1.5 para la carga de viento.

Flecha máxima: 29,42mm

Tensión máxima de Von Mises: 0,23 Mpa en el elemento barra.

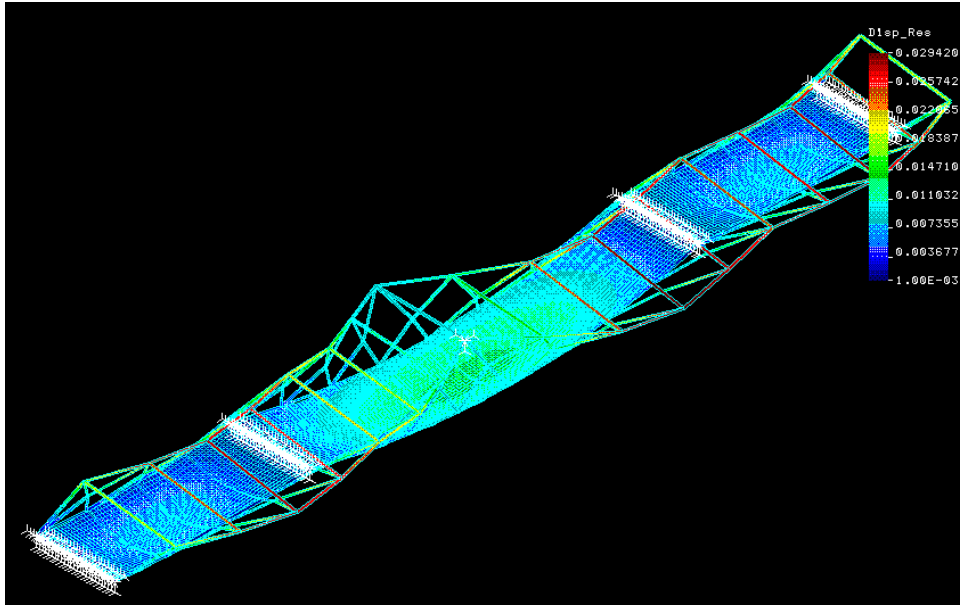


Figura 137: Grafico de desplazamiento de la estructura mostrando su deformada.

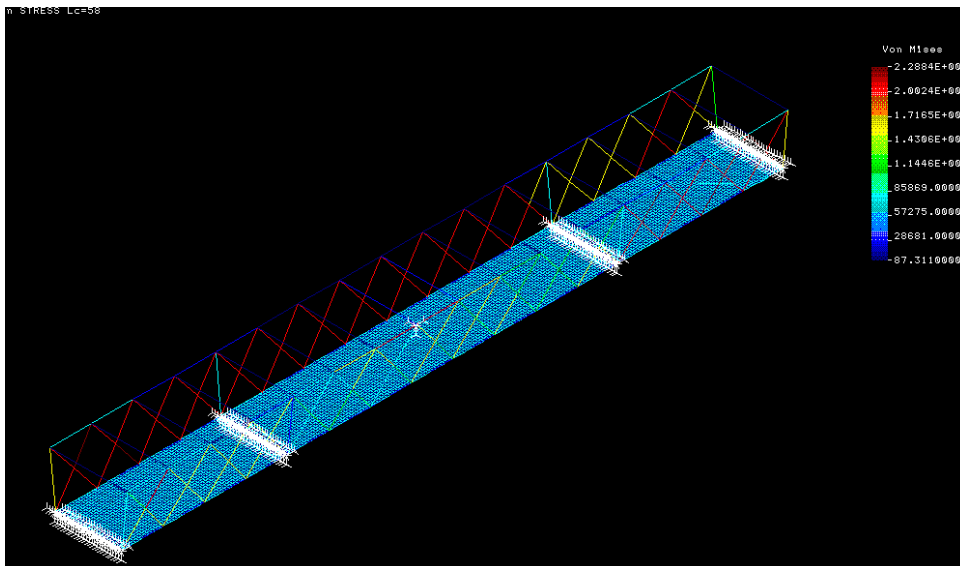


Figura 138: Tensión de Von Mises de la estructura cuando actúa el caso de carga 58.

En la siguiente tabla resumen puede verse los resultados obtenidos para el dimensionamiento descrito con anterioridad:

puente-new									
Modelo FEM Cosmos	Load case	Vigas Base	Vigas celosía	Vigas laterales grandes	Espesor tablero (m)	Tipo de solicitacion	Coef ponderacion cargas aplicado	Max. Desplazamiento	Carga máx. Von Mises
puente-new	1	IPE 100	D135 t8	D200 t8	0.2	Gravedad	NO	10,37 mm	3,57E6 Pa en barra acero
puente-new	51	IPE 100	D135 t8	D200 t8	0.2	Gravedad	1,35	14,00 mm	4,82E6 Pa en barra acero
puente-new	2	IPE 100	D135 t8	D200 t8	0.2	Carga uniforme	NO	8,485 mm	3,05E6 Pa en barra acero
puente-new	52	IPE 100	D135 t8	D200 t8	0.2	Gravedad y Sobrecarga	SI	26,7379 mm	3,05E6 Pa en barra acero
puente-new	3	IPE 100	D135 t8	D200 t8	0.2	Nieve	NO	0,6788 mm	2,55E5 Pa en barra acero
puente-new	53	IPE 100	D135 t8	D200 t8	0.2	Nieve y gravedad	SI	15,027 mm	78,3 MPa en barra acero
puente-new	56	IPE 100	D135 t8	D200 t8	0.2	G+Ve tran+Vt tran+N	SI	29,56mm	0,26MPa en barra acero
puente-new	57	IPE 100	D135 t8	D200 t8	0.2	G+Ve lon	SI	14,02mm	0,22MPa en barra acero
puente-new	55	IPE 100	D135 t8	D200 t8	0.2	Viento Tran Estruct	NO	18,68mm	0,44MPa en barra acero
puente-new	58	IPE 100	D135 t8	D200 t8	0.2	G+Viento Tran Estruct	SI	29,42 mm	0,23MPa en barra acero

**Tabla 58: Resumen de resultados obtenidos para el puente en configuración “puente-new”**

Nombre archivo Cosmos	Vigas Base	Vigas celosia	Vigas laterales grandes	Espesor tablero (m)
Puente-new-2	IPE 100	D155 t8	D200 t8	0,2

### **Caso de Carga 51** Peso propio de la estructura.

Se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio y de 1.5 para el resto de las acciones actuando sobre el puente.

Flecha máxima: 14mm

Tensión máxima de Von Mises: 73,4 Mpa en el elemento barra.

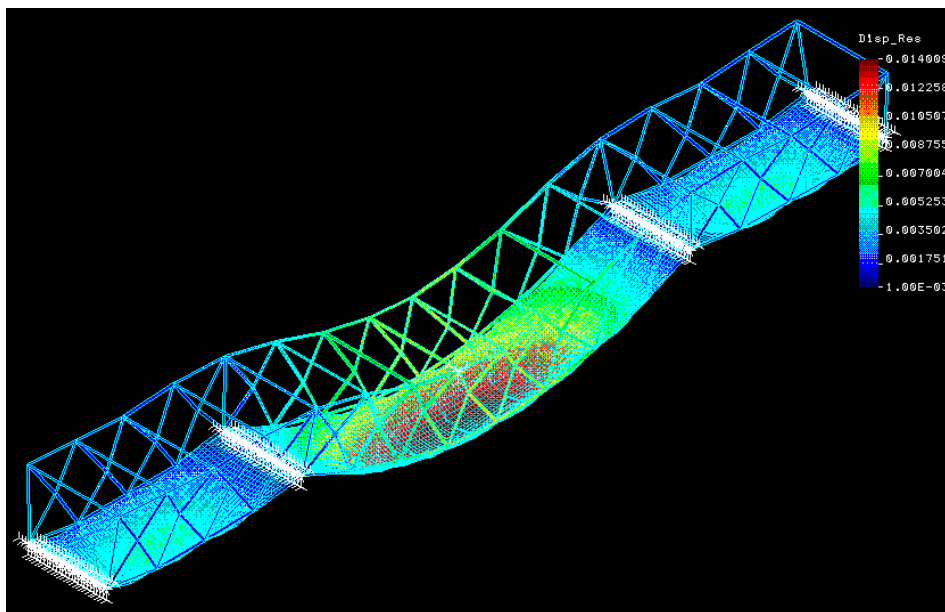


Figura 139: Grafico de desplazamiento de la estructura mostrando su deformada.

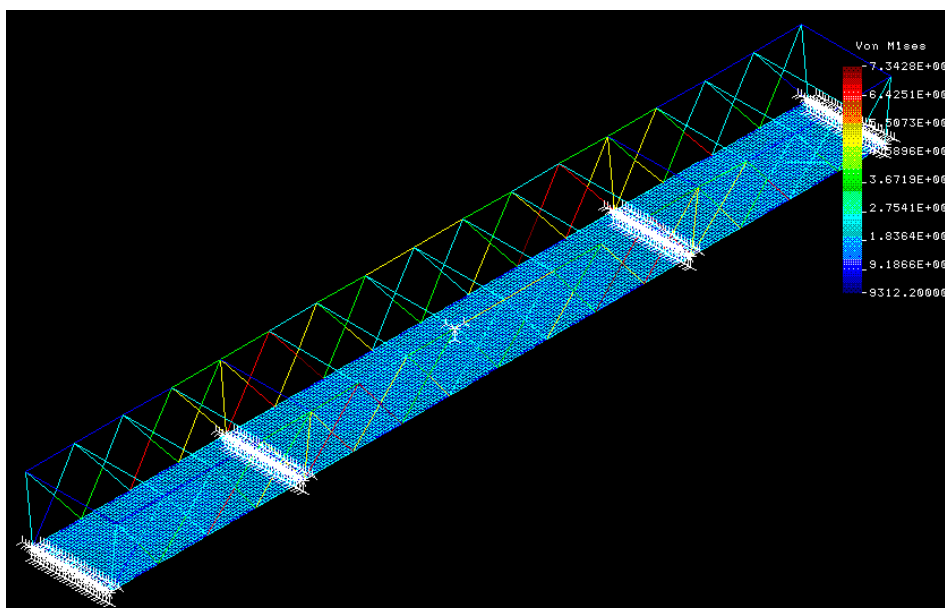


Figura 140: Tensión de Von Mises de la estructura cuando actúa el caso de carga 51.

**Caso de Carga 52:** Peso propio de la estructura y sobrecarga sobre todo el tablero

Se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio y de 1.5 para el resto de las acciones actuando sobre el puente.

Flecha máxima: 26,73mm

Tensión máxima de Von Mises: 59,3 MPa en el elemento barra.

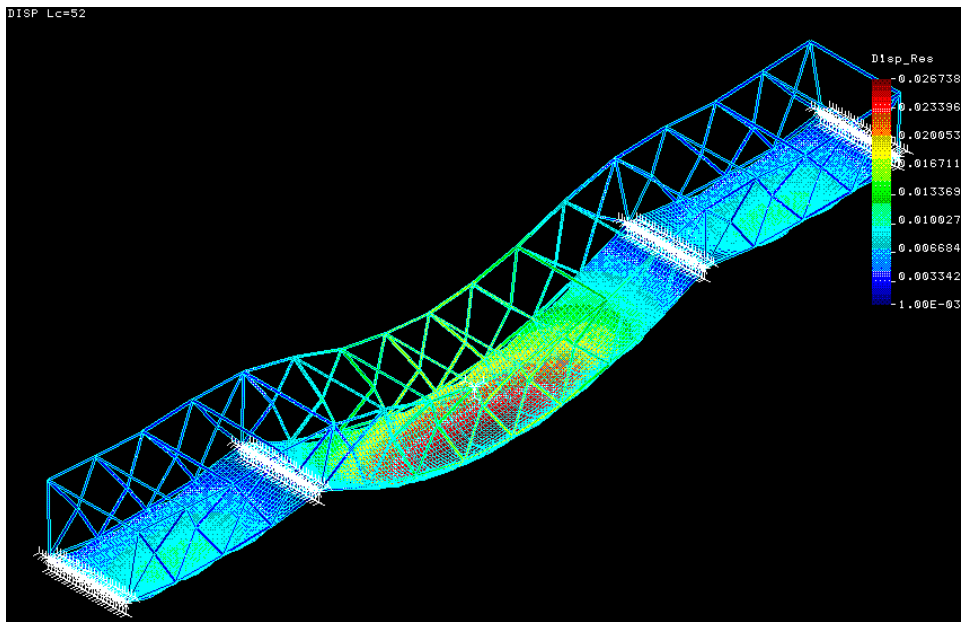


Figura 141: Grafico de desplazamiento de la estructura mostrando su deformada.

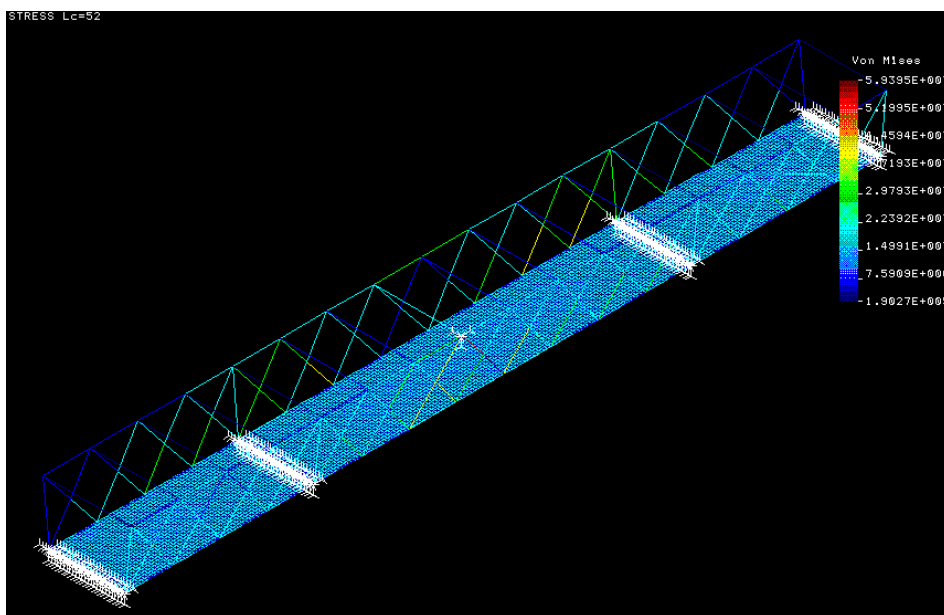


Figura 142: Tensión de Von Mises de la estructura cuando actúa el caso de carga 52.

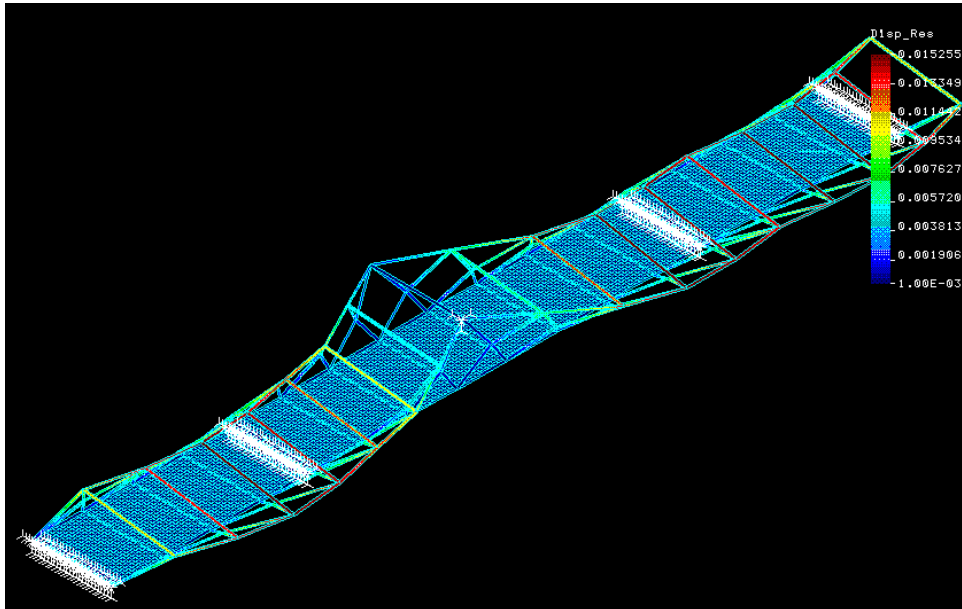


**Caso de carga 55:** Viento transversal sobre la estructura y tableros.

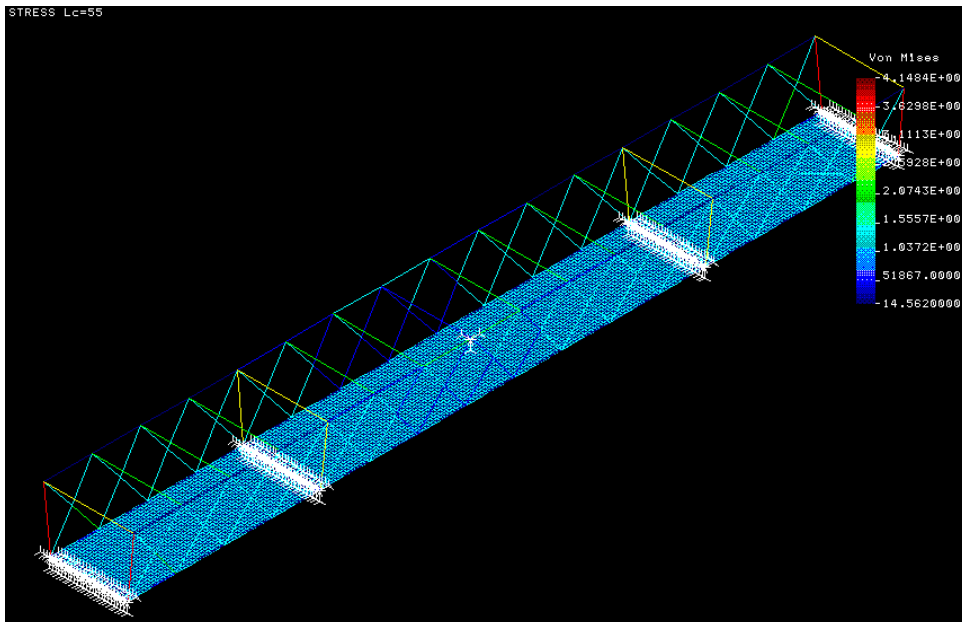
En este caso de carga no se considera ponderación de la carga, ni el peso propio de la estructura.

Flecha máxima: 15,25mm

Tensión máxima de Von Mises: 0,41 MPa en el elemento barra.



**Figura 143:** Grafico de desplazamiento de la estructura mostrando su deformada.



**Figura 144:** Tensión de Von Mises de la estructura cuando actúa el caso de carga 55.



**Caso de carga 58:** Peso propio de la estructura y viento transversal actuando sobre el tablero y la estructura.

Se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio y de 1.5 para la carga de viento.

Flecha máxima: 23,93mm

Tensión máxima de Von Mises: 0,2 MPa en el elemento barra.

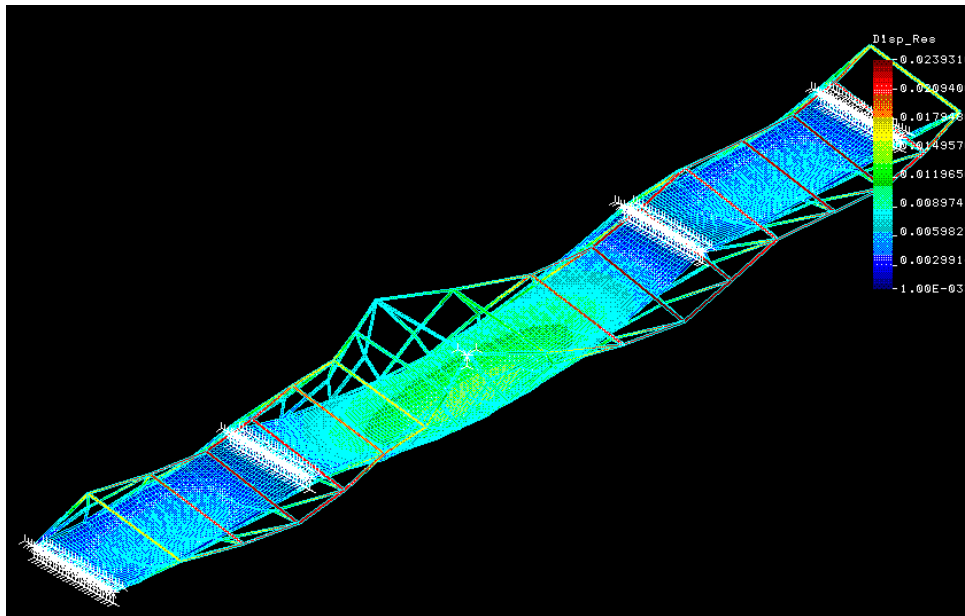


Figura 145: Grafico de desplazamiento de la estructura mostrando su deformada.

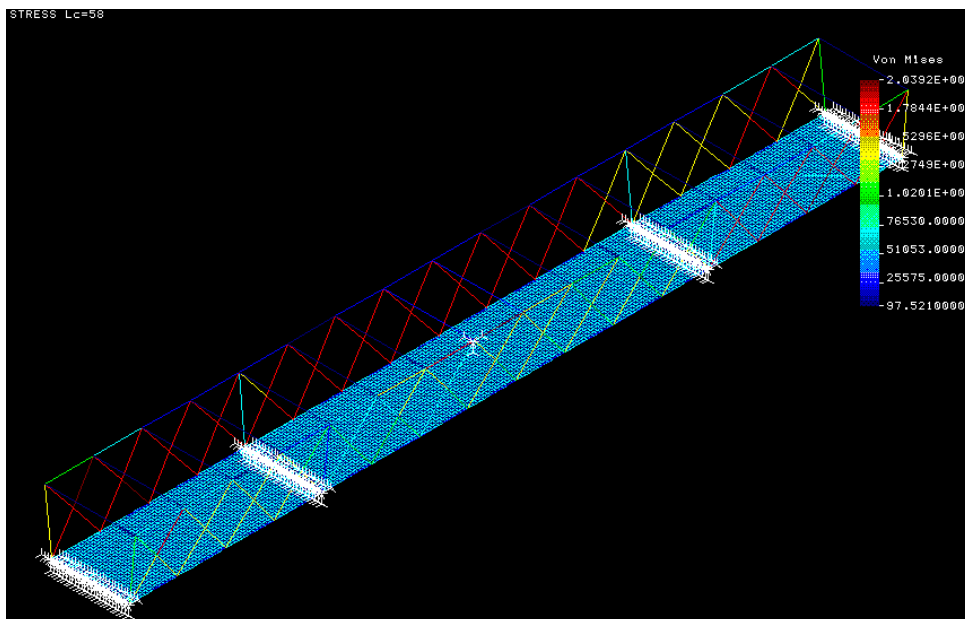


Figura 146: Tensión de Von Mises de la estructura cuando actúa el caso de carga 58.

En la siguiente tabla resumen puede verse los resultados obtenidos para el dimensionamiento descrito con anterioridad:

puente-new-2									
Modelo FEM Cosmos	Load case	Vigas Base	Vigas celosia	Vigas laterales grandes	Espesor tablero (m)	Tipo de sollicitacion	Coef ponderacion cargas aplicado	Max. Desplazamiento	Carga máx. Von Mises
puente-new-2	51	IPE 100	D155 t8	D200 t8	0,2	Gravedad	1,35	14,00 mm	73,4MPa en barra acero
puente-new-2	58	IPE 100	D155 t8	D200 t8	0,2	G+Viento Tran Estruct	SI	23,93 mm	0,2MPa en barra acero
puente-new-2	55	IPE 100	D155 t8	D200 t8	0,2	Viento Tran Estruct	NO	15,25mm	0,41MPa en barra acero
puente-new-2	52	IPE 100	D155 t8	D200 t8	0,2	Gravedad y Sobrecarga	SI	26,73 mm	59,3MPa en barra acero

**Tabla 59: Resumen de resultados obtenidos para el puente en configuración “puente-new-2”**

Nombre archivo Cosmos	Vigas Base	Vigas celosia	Vigas laterales grandes	Espesor tablero (m)
Puente-new-3	IPE 100	D200 t8	D200 t8	0,2

**Caso de carga 51:** Peso propio de la estructura.

Se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio y de 1.5 para el resto de las acciones actuando sobre el puente.

Flecha máxima: 14mm

Tensión máxima de Von Mises: 73,42 MPa en el elemento barra.

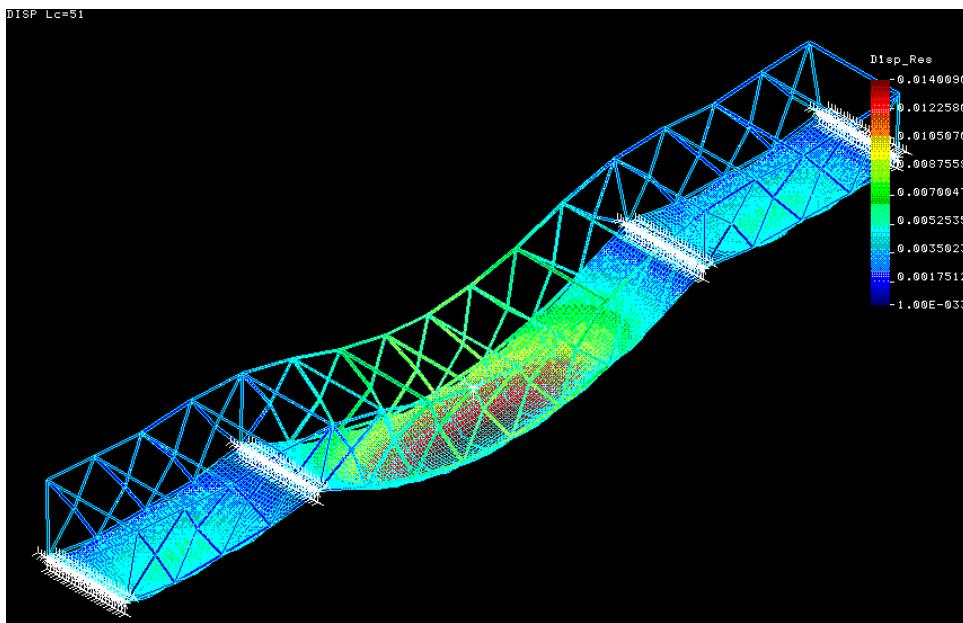


Figura 147: Grafico de desplazamiento de la estructura mostrando su deformada.

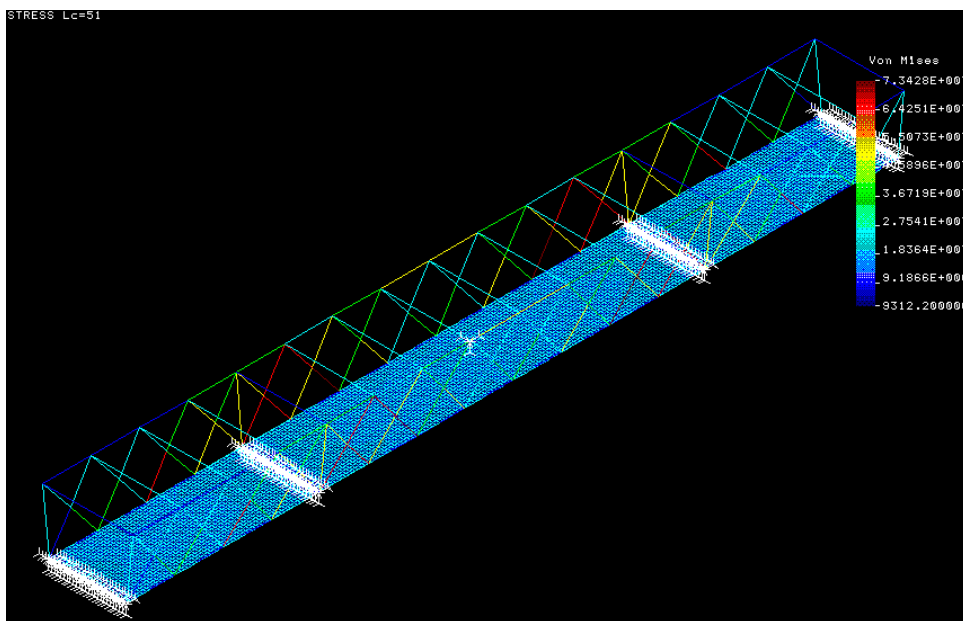


Figura 148: Tensión de Von Mises de la estructura cuando actúa el caso de carga 58.

**Caso de Carga 55:** Viento transversal sobre la estructura y tableros.

En este caso de carga no se considera ponderación de la carga, ni el peso propio de la estructura.

Flecha máxima: 15,25mm

Tensión máxima de Von Mises: 414836 Pa en el elemento barra.

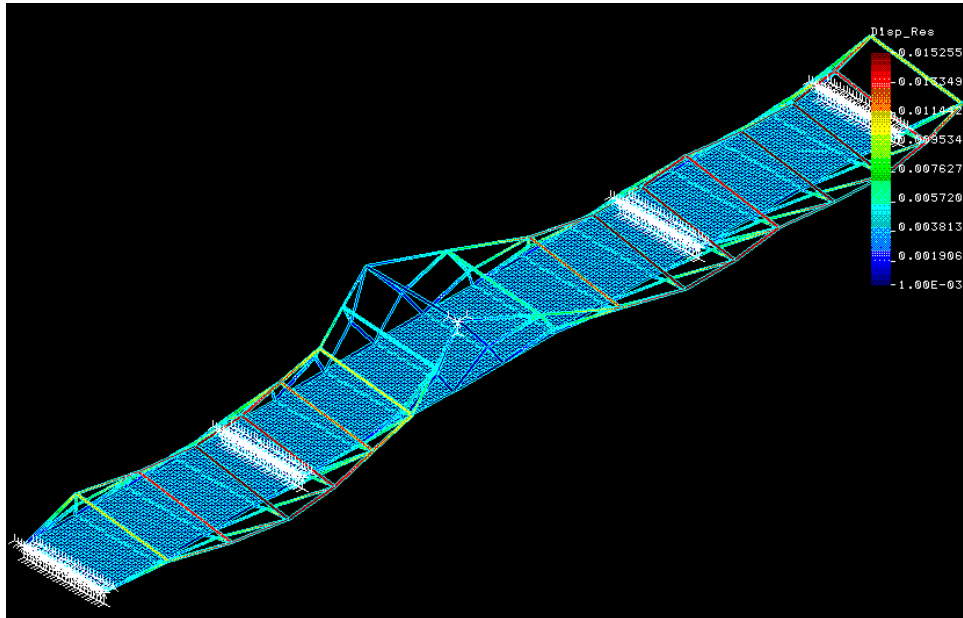


Figura 149: Grafico de desplazamiento de la estructura mostrando su deformada.

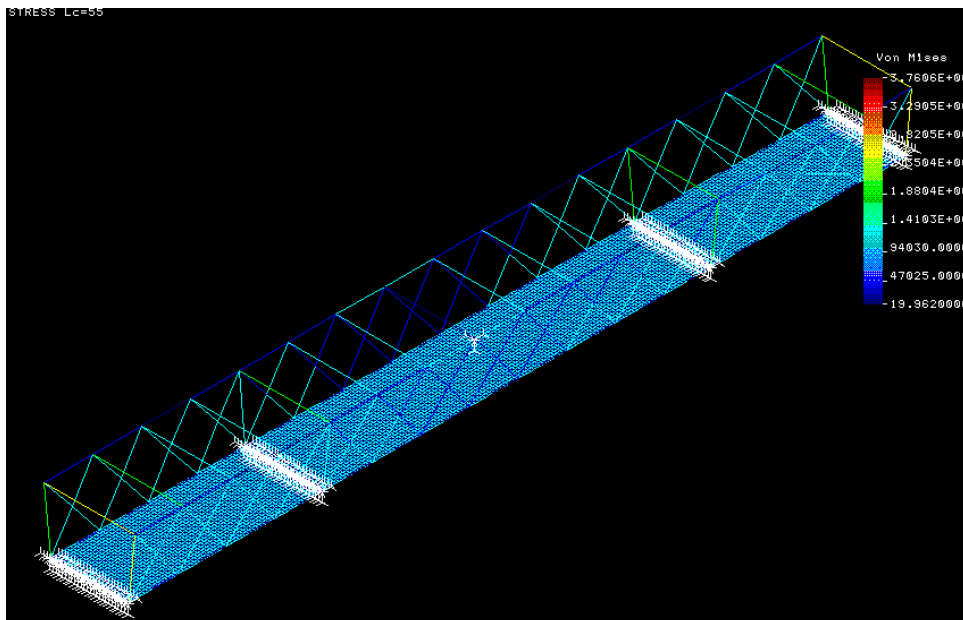


Figura 150: Tensión de Von Mises de la estructura cuando actúa el caso de carga 55.

**Caso de Carga 58:** Peso propio de la estructura y viento transversal actuando sobre el tablero y la estructura.

Se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio y de 1.5 para la carga de viento.

Flecha máxima: 23,93mm

Tensión máxima de Von Mises: 0,17 MPa en el elemento barra.

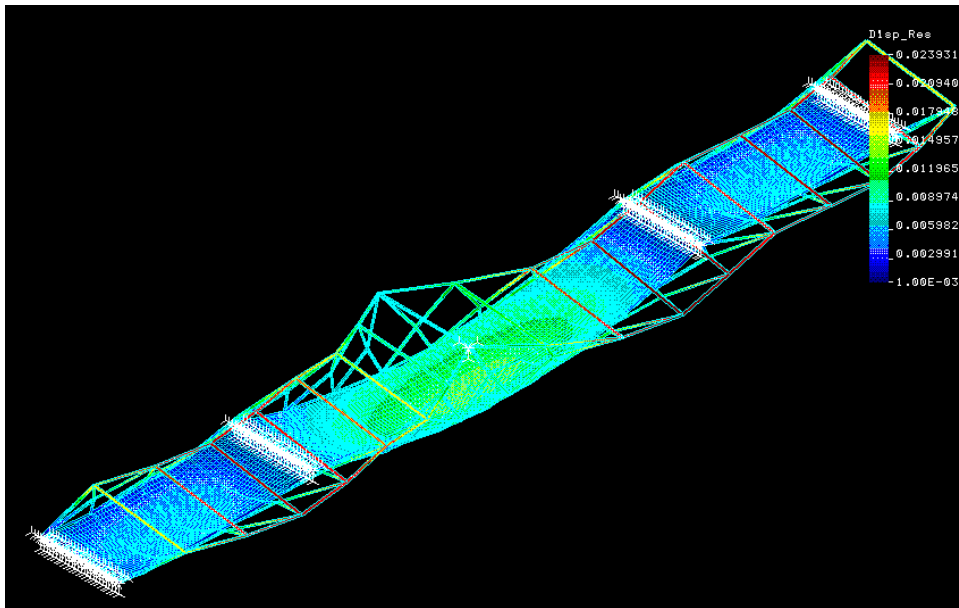


Figura 151: Grafico de desplazamiento de la estructura mostrando su deformada.

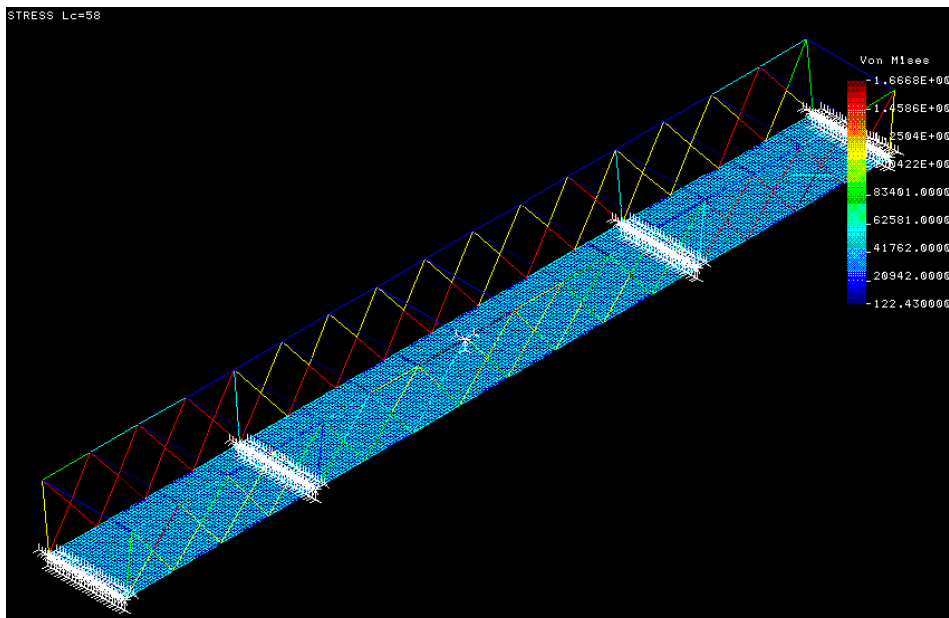


Figura 152: Tensión de Von Mises de la estructura cuando actúa el caso de carga 58.

En la siguiente tabla resumen puede verse los resultados obtenidos para el dimensionamiento descrito con anterioridad:

puente-new-3									
Modelo FEM Cosmos	Load case	Vigas Base	Vigas celosia	Vigas laterales grandes	Espesor tablero (m)	Tipo de sollicitacion	Coef ponderacion cargas aplicado	Max. Desplazamiento	Carga máx. Von Mises
puente-new-3	51	IPE 100	D200 t8	D200 t8	0,2	Gravedad	1,35	14,00 mm	73,42MPa en barra acero
puente-new-3	55	IPE 100	D200 t8	D200 t8	0,2	Viento Tran Estruct	NO	15,25mm	414836Pa en barra acero
puente-new-3	58	IPE 100	D200 t8	D200 t8	0,2	G+Viento Tran Estruct	SI	23,93mm	0,17MPa en barra acero

**Tabla 60: Resumen de resultados obtenidos para el puente en configuración “puente-new-3”**

Nombre archivo Cosmos	Vigas Base	Vigas celosía	Vigas laterales grandes	Espesor tablero (m)
Puente-new-4	IPE 100	D244,5 t8	D244,5 t8	0,2

**Caso de carga 51:** Peso propio de la estructura.

Se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio y de 1.5 para el resto de las acciones actuando sobre el puente.

Flecha máxima: 8,51mm

Tensión máxima de Von Mises: 84,74 MPa en el elemento barra (elemento de acero).

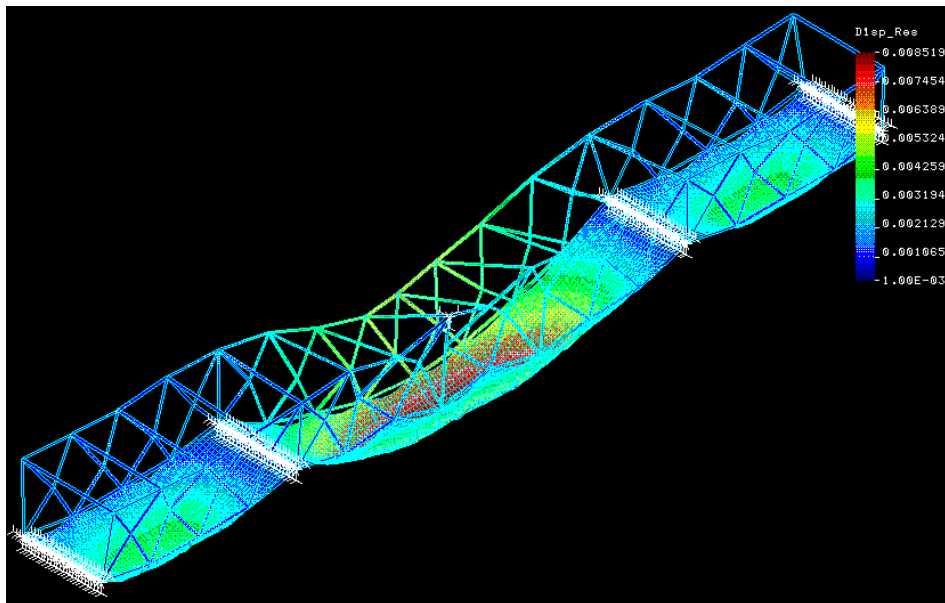


Figura 153: Grafico de desplazamiento de la estructura mostrando su deformada.

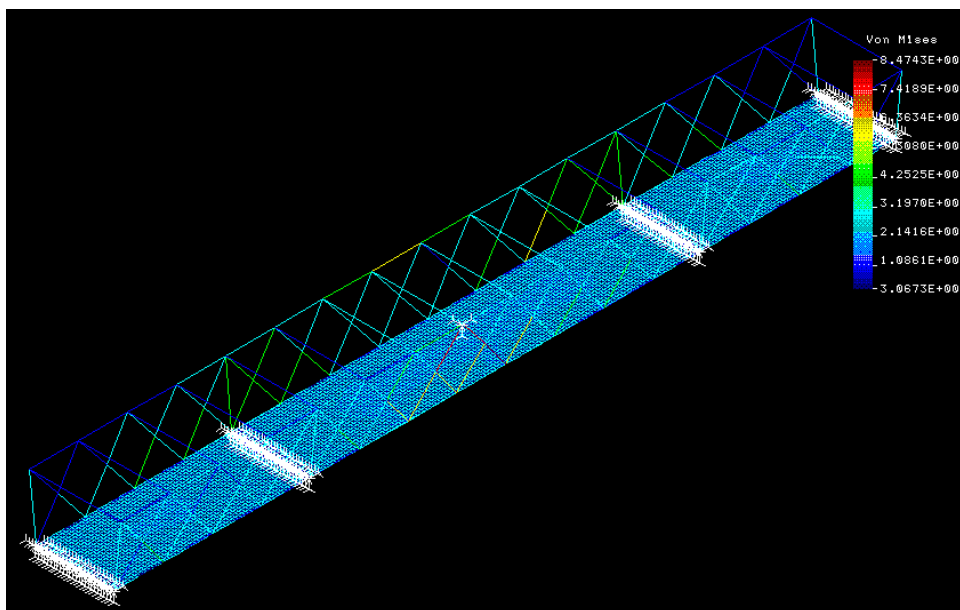


Figura 154: Tensión de Von Mises de la estructura cuando actúa el caso de carga 51.

**Caso de carga 55:** Viento transversal sobre la estructura y tableros.

En este caso de carga no se considera ponderación de la carga, ni el peso propio de la estructura.

Flecha máxima: 7,71mm

Tensión máxima de Von Mises: 705383 Pa en el elemento barra.

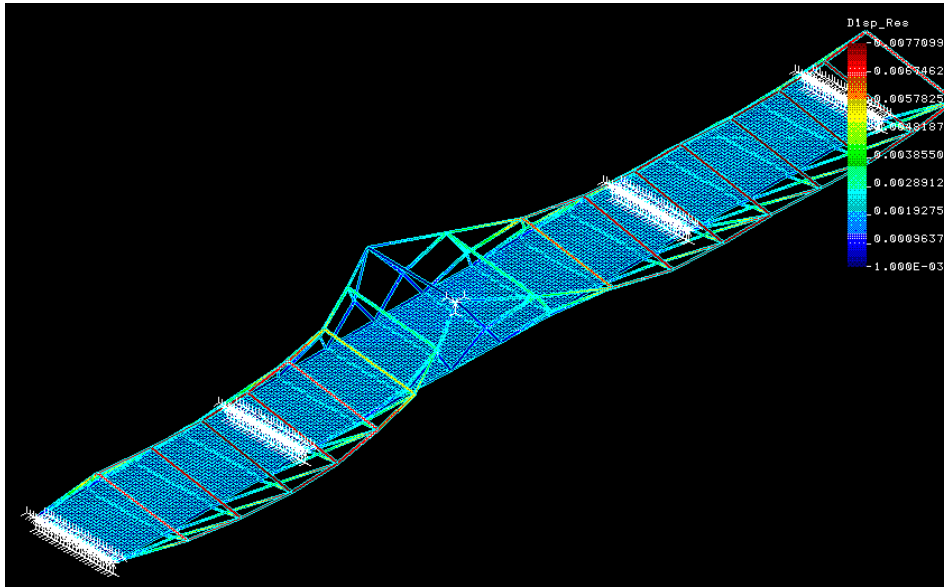


Figura 155: Gráfico de desplazamiento de la estructura mostrando su deformada.

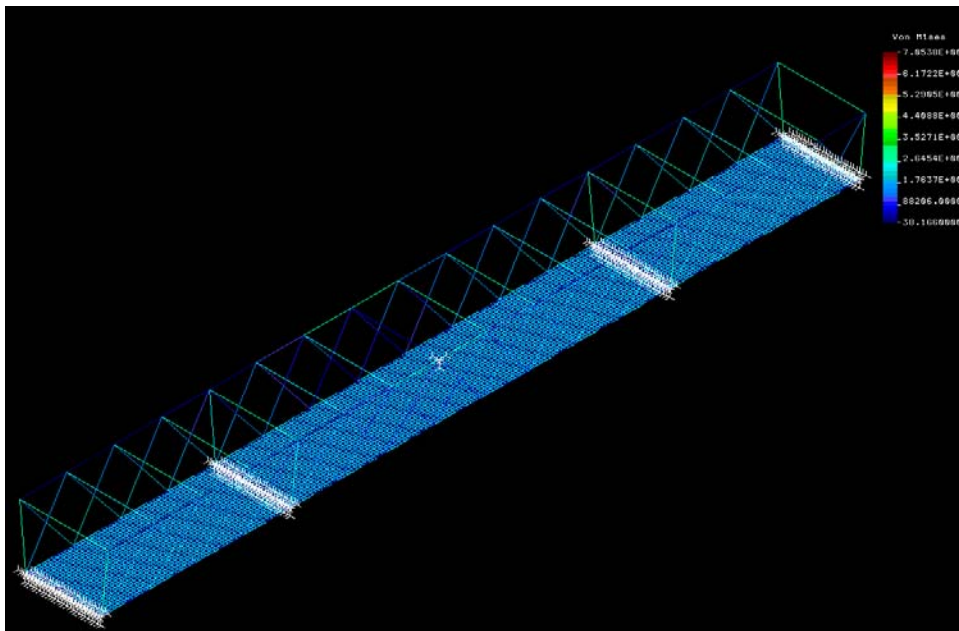


Figura 156: Tensión de Von Mises de la estructura cuando actúa el caso de carga 55.



**Caso de carga 58:** Peso propio de la estructura y viento transversal actuando sobre el tablero y la estructura.

Se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio y de 1.5 para la carga de viento.

Flecha máxima: 11,68mm

Tensión máxima de Von Mises: 0,14 MPa en el elemento barra.

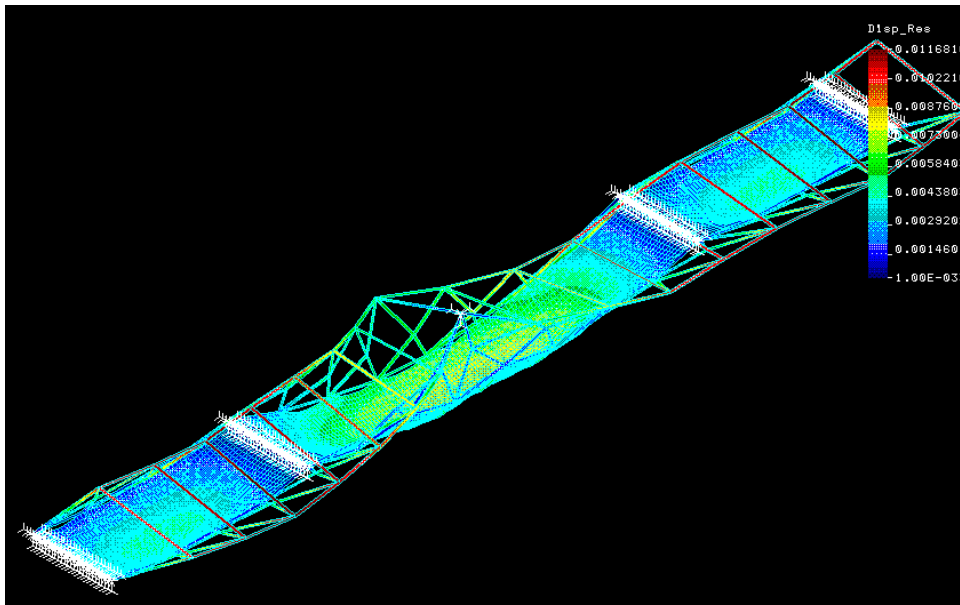


Figura 157: Grafico de desplazamiento de la estructura mostrando su deformada.

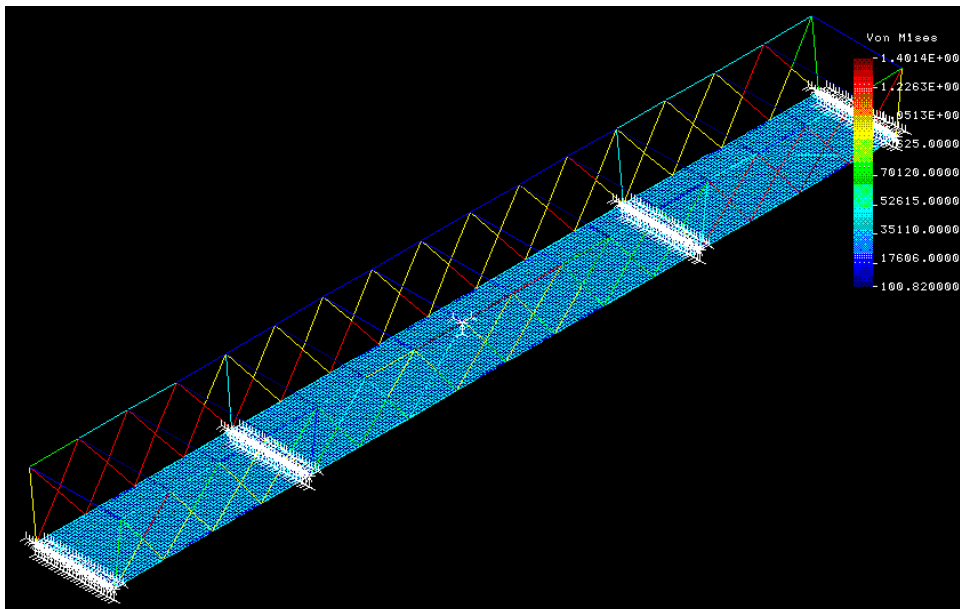


Figura 158: Tensión de Von Mises de la estructura cuando actúa el caso de carga 58.

En la siguiente tabla resumen puede verse los resultados obtenidos para el dimensionamiento descrito con anterioridad:

puente-new-4									
Modelo FEM Cosmos	Load case	Vigas Base	Vigas celosia	Vigas laterales grandes	Espesor tablero (m)	Tipo de sollicitacion	Coef ponderacion cargas aplicado	Max. Desplazamiento	Carga máx. Von Mises
puente-new-4	51	IPE 100	D244,5 t8	D244.5 t8	0,2	Gravedad	1,35	8,51 mm	84,74 MPa en barra acero
puente-new-4	55	IPE 100	D244,5 t8	D244.5 t8	0,2	Viento Tran Estruct	NO	7,71 mm	705383Pa en barra acero
puente-new-4	58	IPE 100	D244,5 t8	D244.5 t8	0,2	Viento Tran Estruct	SI	11,68 mm	0,14MPa en barra acero

**Tabla 61: Resumen de resultados obtenidos para el puente en configuración “puente-new-4”**

Nombre archivo Cosmos	Vigas Base	Vigas celosía	Vigas laterales grandes	Espesor tablero (m)
Puente-new-5	IPE 100	D406,4 t14	D406,4 t14	0,2

**Caso de carga 51:** Peso propio de la estructura.

Se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio y de 1.5 para el resto de las acciones actuando sobre el puente.

Flecha máxima: 5,13mm

Tensión máxima de Von Mises: 105,14 MPa en el elemento barra.

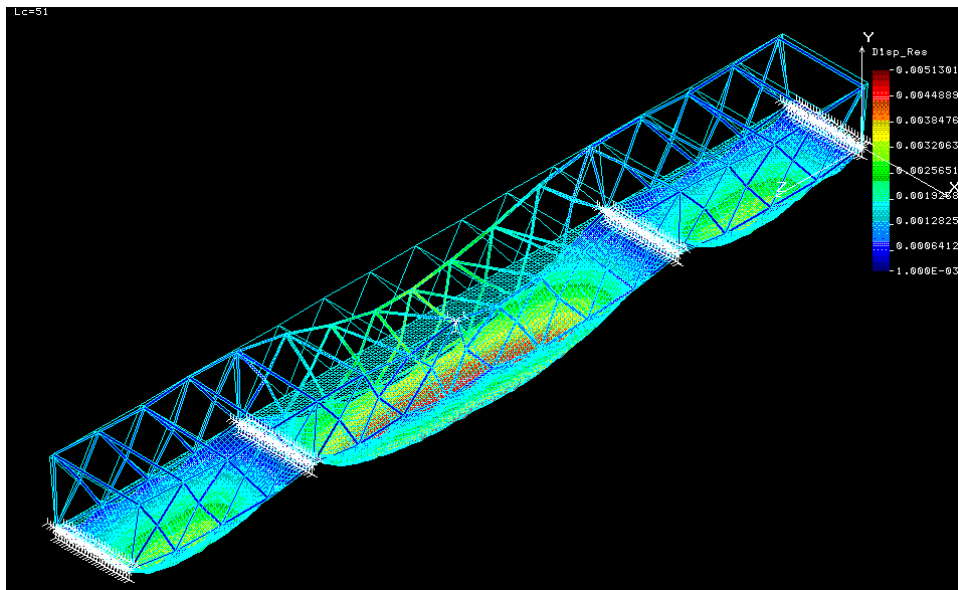


Figura 159: Grafico de desplazamiento de la estructura mostrando su deformada.

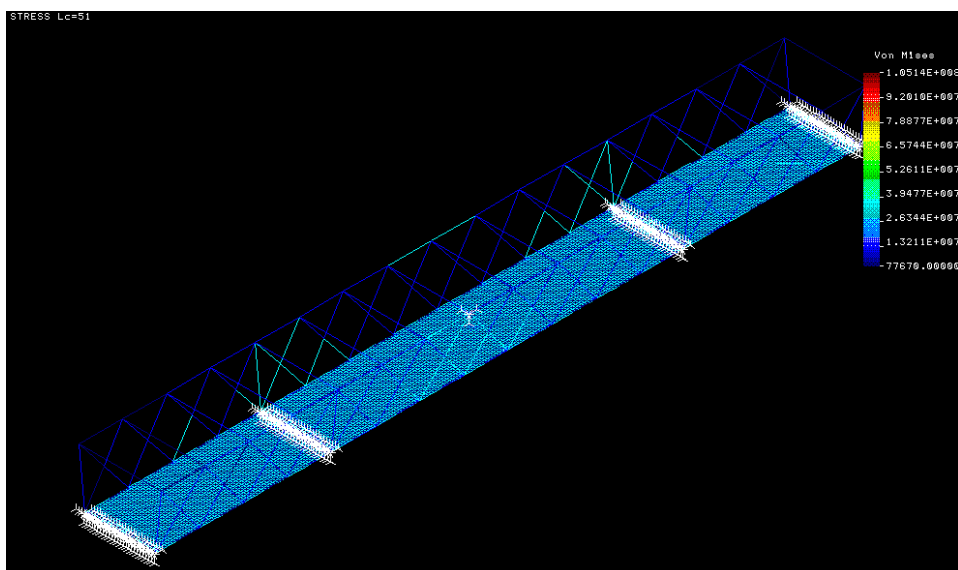


Figura 160: Tensión de Von Mises de la estructura cuando actúa el caso de carga 51.

**Caso de Carga 55:** Viento transversal sobre la estructura y tableros.

En este caso de carga no se considera ponderación de la carga, ni el peso propio de la estructura.

Flecha máxima: 3,38mm

Tensión máxima de Von Mises: 1,08 MPa en el elemento barra.

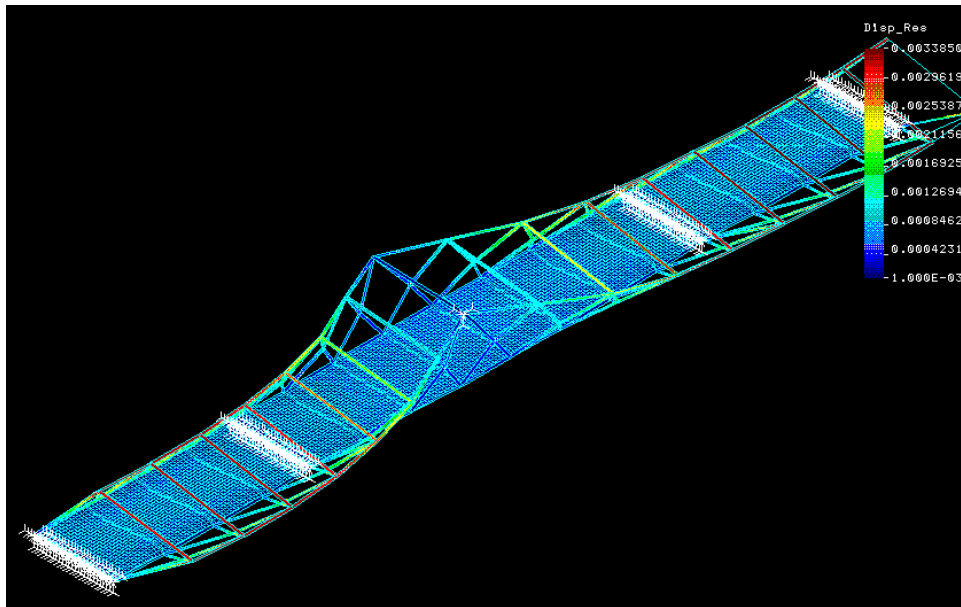


Figura 161: Grafico de desplazamiento de la estructura mostrando su deformada.

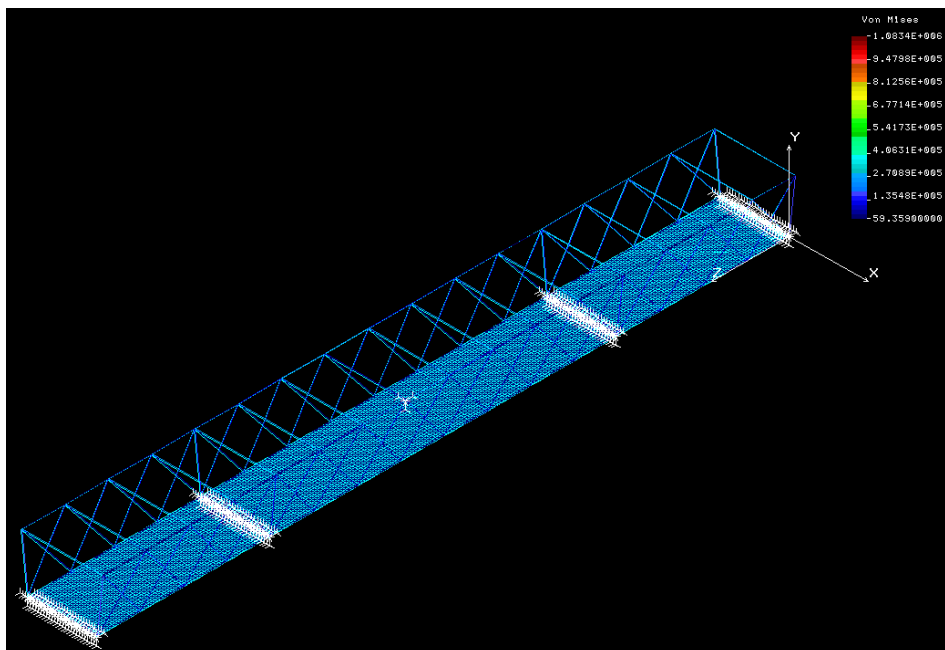


Figura 162: Tensión de Von Mises de la estructura cuando actúa el caso de carga 55.

**Caso de carga 58** Peso propio de la estructura y viento transversal actuando sobre el tablero y la estructura.

Se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio y de 1.5 para la carga de viento.

Flecha máxima: 5,05mm

Tensión máxima de Von Mises: 119619 Pa en el elemento barra.

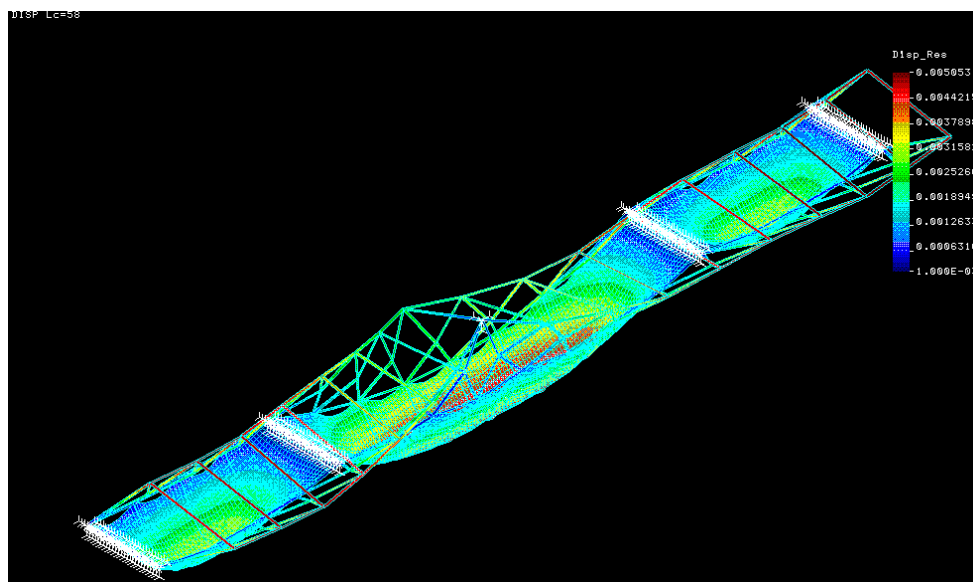


Figura 163: Grafico de desplazamiento de la estructura mostrando su deformada.

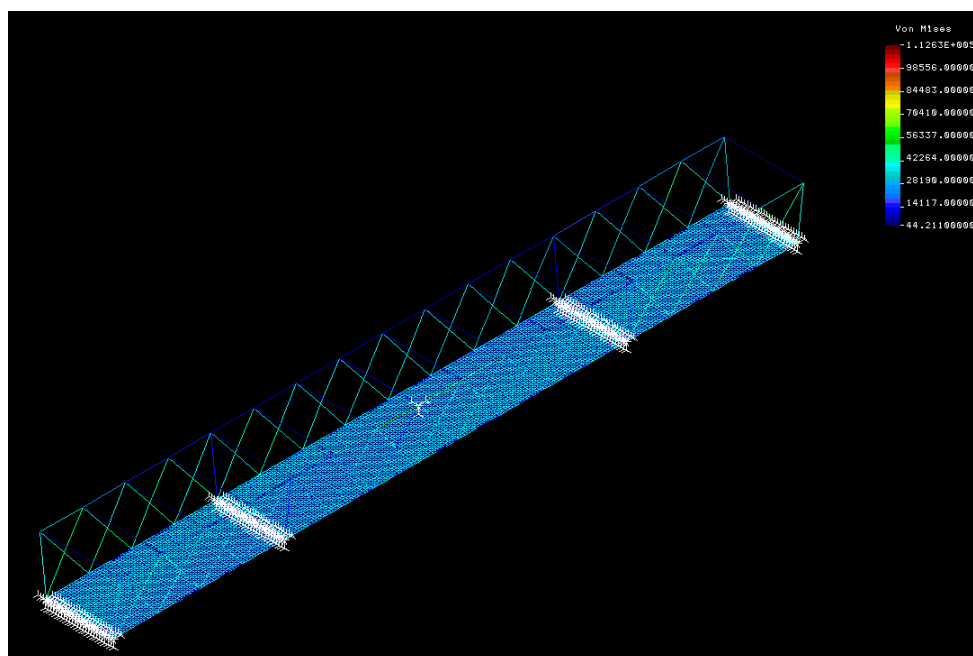


Figura 164: Tensión de Von Mises de la estructura cuando actúa el caso de carga 58.

En la siguiente tabla resumen puede verse los resultados obtenidos para el dimensionamiento descrito con anterioridad:

puente-new-5									
Modelo FEM Cosmos	Load case	Vigas Base	Vigas celosia	Vigas laterales grandes	Espesor tablero (m)	Tipo de sollicitacion	Coef ponderacion cargas aplicado	Max. Desplazamiento	Carga máx. Von Mises
puente-new-5	51	IPE 100	D406,4 t14	D406,4 t14	0,2	Gravedad	1,35	5.13 mm	105,14MPa en barra acero
puente-new-5	55	IPE 100	D406,4 t14	D406,4 t14	0,2	Viento Tran Estruct	NO	3,38mm	1.08MPa en barra acero
puente-new-5	58	IPE 100	D406,4 t14	D406,4 t14	0,2	Viento Tran Estruct	SI	5.05 mm	112619Pa en barra acero

**Tabla 62:** Resumen de resultados obtenidos para el puente en configuración “puente-new-5”

Nombre archivo Cosmos	Vigas Base	Vigas celosia	Vigas laterales grandes	Espesor tablero (m)
Puente-new-6	IPE 100	D244,5 t12	D244.5 t12	0,2

**Caso de carga 51:** Peso propio de la estructura.

Se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio y de 1.5 para el resto de las acciones actuando sobre el puente.

Flecha máxima: 7,18mm

Tensión máxima de Von Mises: 73,65 MPa en el elemento barra.

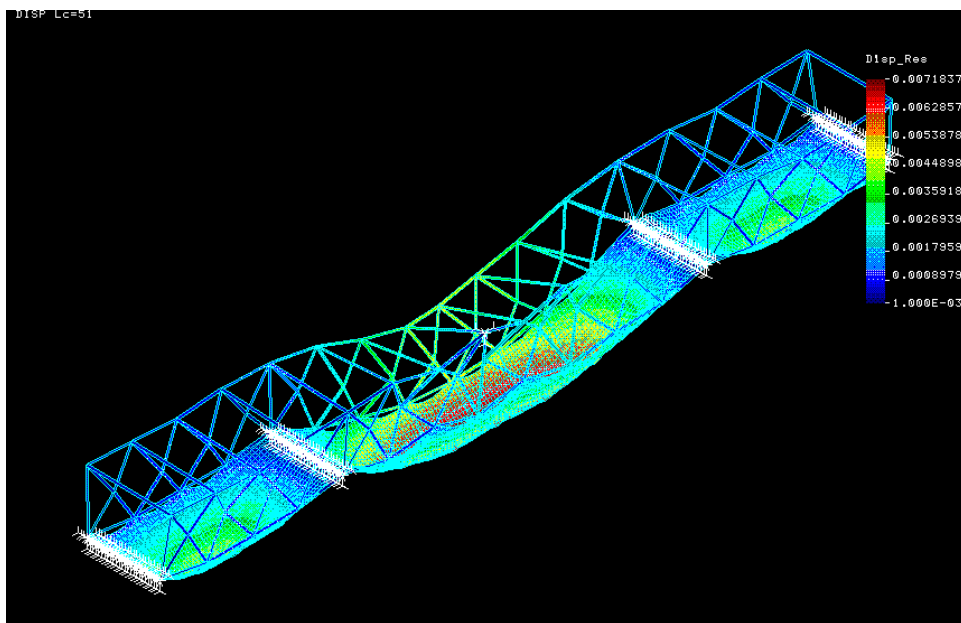


Figura 165: Grafico de desplazamiento de la estructura mostrando su deformada.

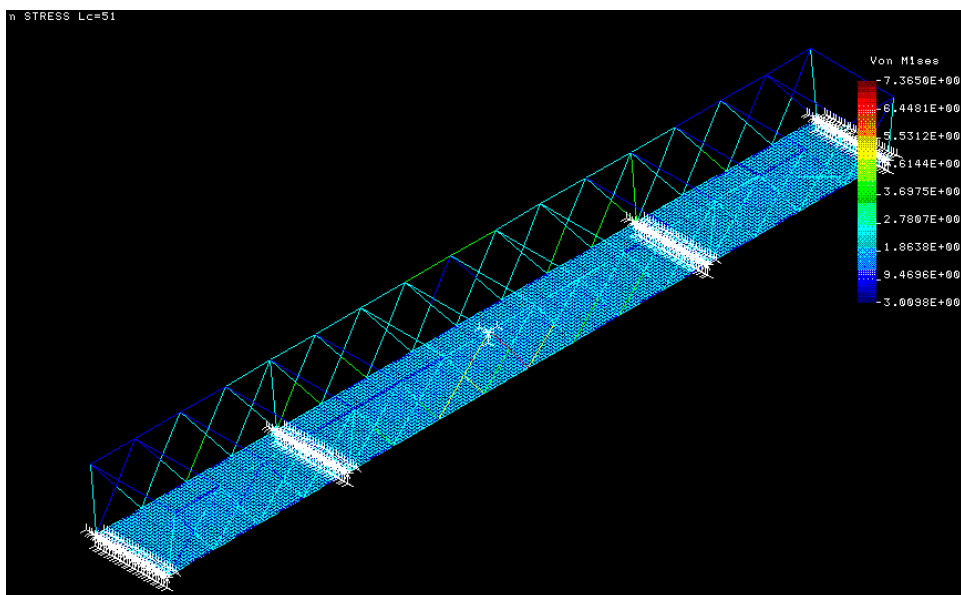


Figura 166: Tensión de Von Mises de la estructura cuando actúa el caso de carga 51.

**Caso de carga 52:** Peso propio de la estructura y sobrecarga sobre todo el tablero

Se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio y de 1.5 para el resto de las acciones actuando sobre el puente.

Flecha máxima: 13,50mm

Tensión máxima de Von Mises: 41,51 MPa en el elemento barra.

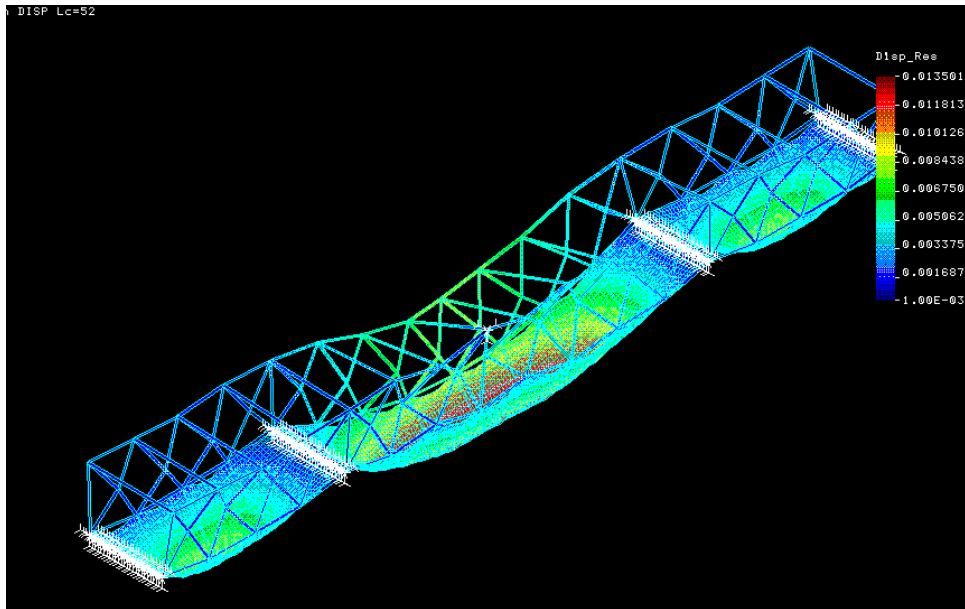


Figura 167: Gráfico de desplazamiento de la estructura mostrando su deformada.

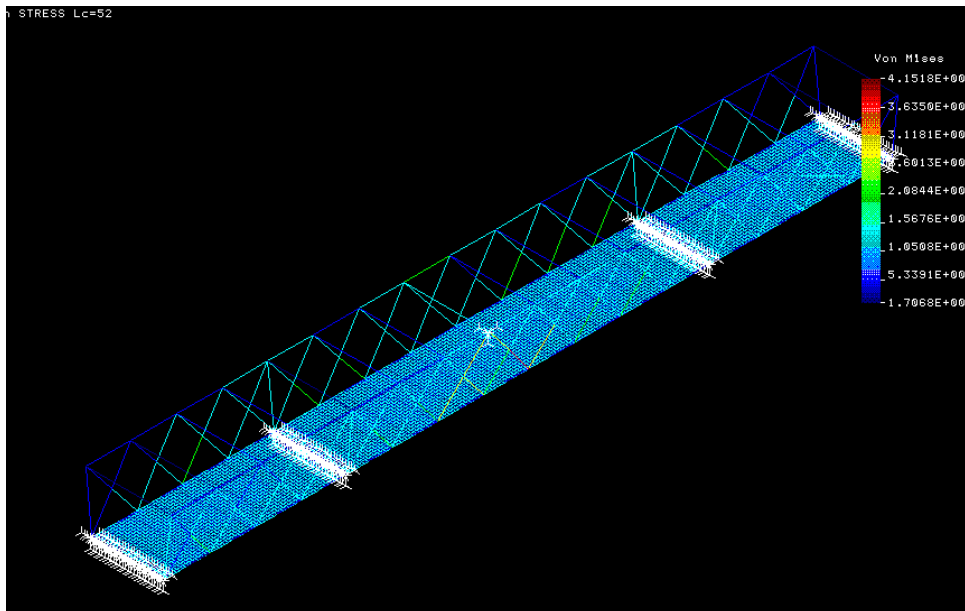


Figura 168: Tensión de Von Mises de la estructura cuando actúa el caso de carga 52.



**Caso de carga 53:** Peso propio de la estructura y carga de nieve sobre todo el tablero

Se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio y de 1.5 para la carga de nieve.

Flecha máxima: 7,68mm

Tensión máxima de Von Mises: 78,63MPa en el elemento barra.

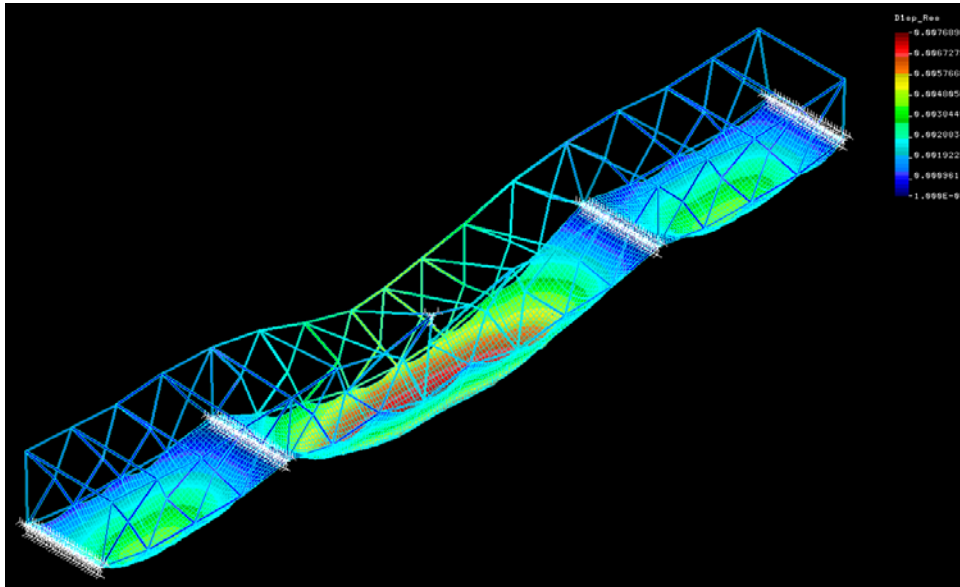


Figura 169: Grafico de desplazamiento de la estructura mostrando su deformada.

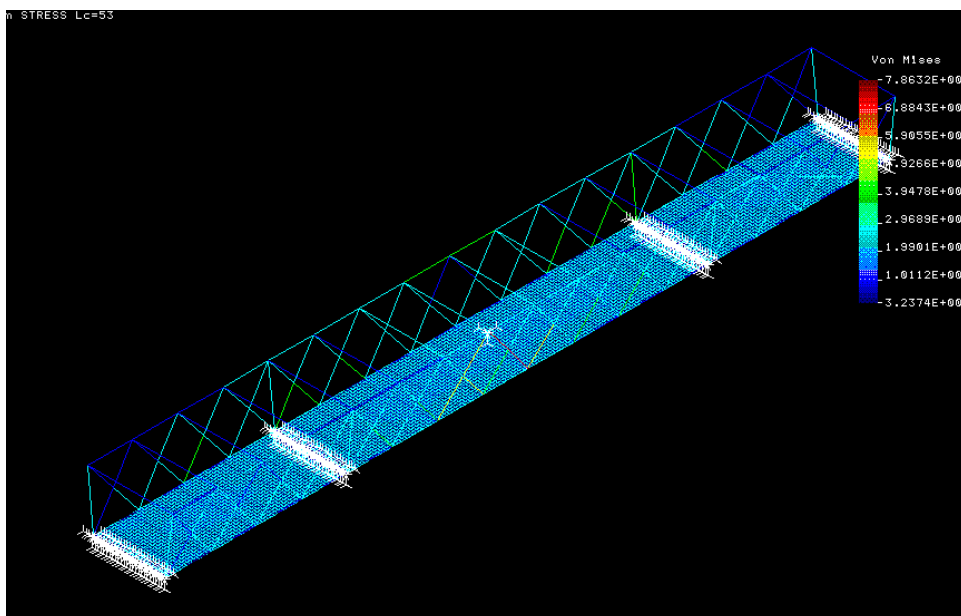


Figura 170: Tensión de Von Mises de la estructura cuando actúa el caso de carga 53.

**Caso de carga 54:** Viento longitudinal en la estructura.

En este caso de carga no se considera ponderación de la carga, ni el peso propio de la estructura.

Flecha máxima: 0,03mm

Tensión máxima de Von Mises: 3,32 MPa en el elemento barra.

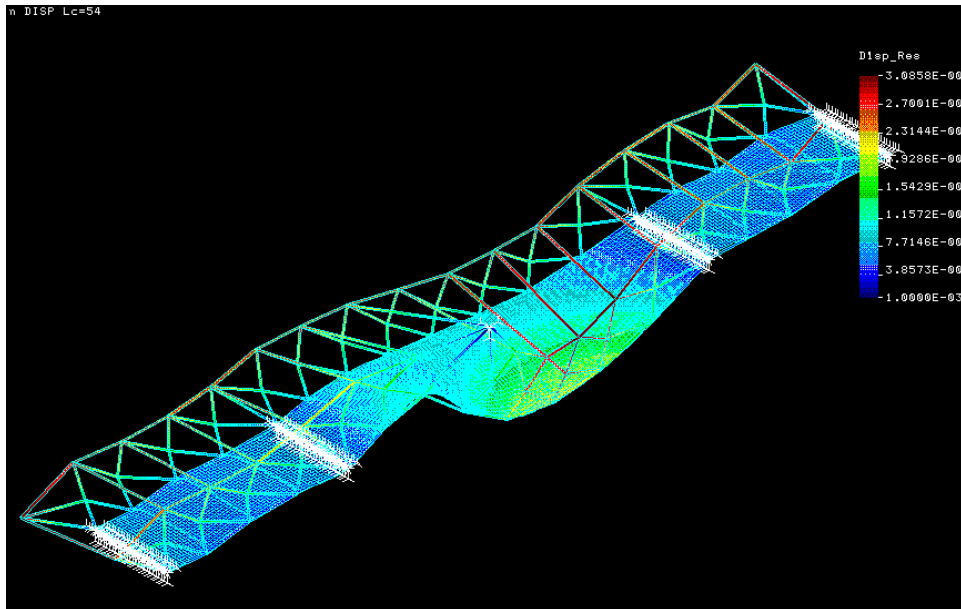


Figura 171: Grafico de desplazamiento de la estructura mostrando su deformada.

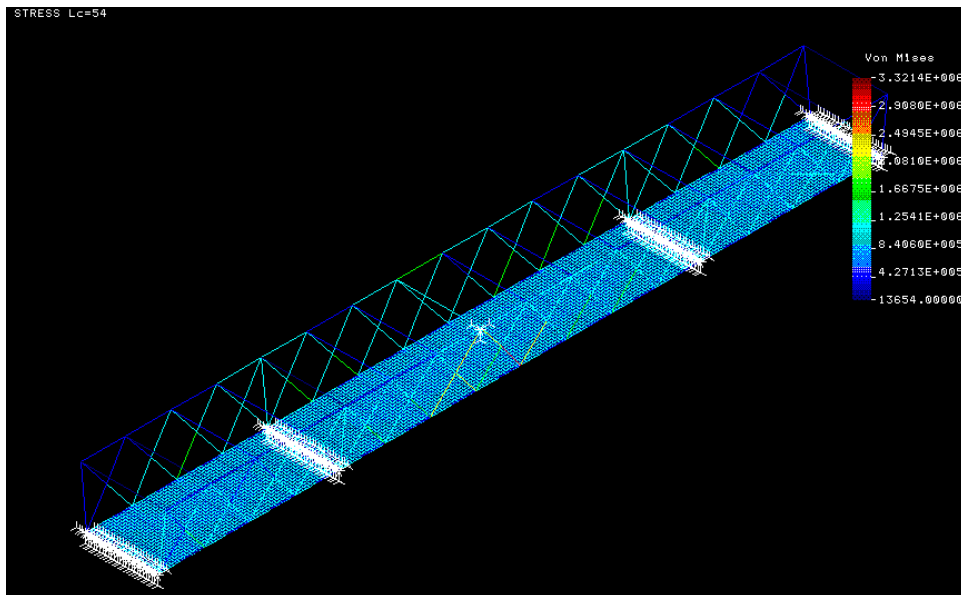


Figura 172: Tensión de Von Mises de la estructura cuando actúa el caso de carga 54.

**Caso de carga 55:** Viento transversal sobre la estructura y tableros.

En este caso de carga no se considera ponderación de la carga, ni el peso propio de la estructura.

Flecha máxima: 5,92mm

Tensión máxima de Von Mises: 0,65 MPa en el elemento barra.

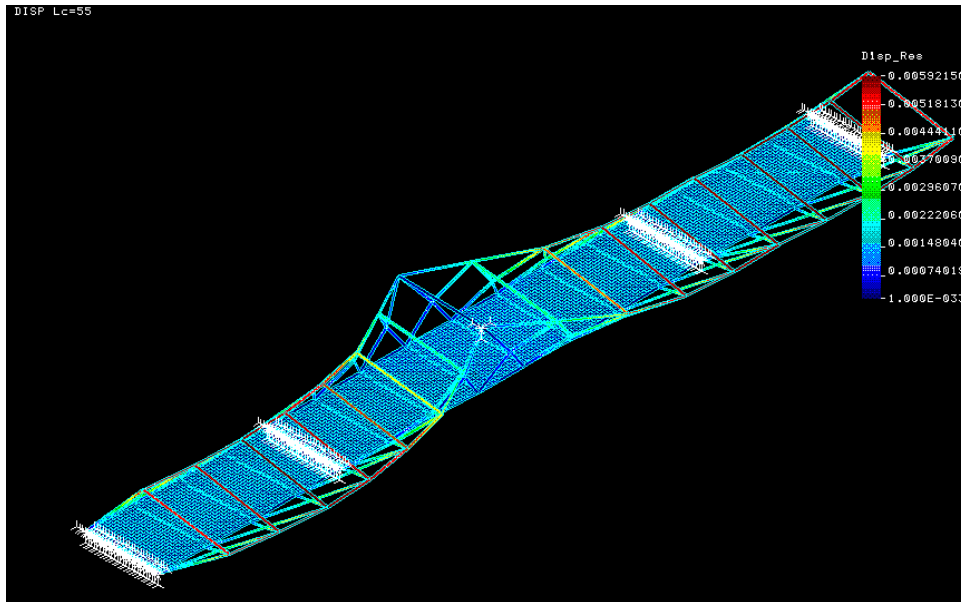


Figura 173: Grafico de desplazamiento de la estructura mostrando su deformada.

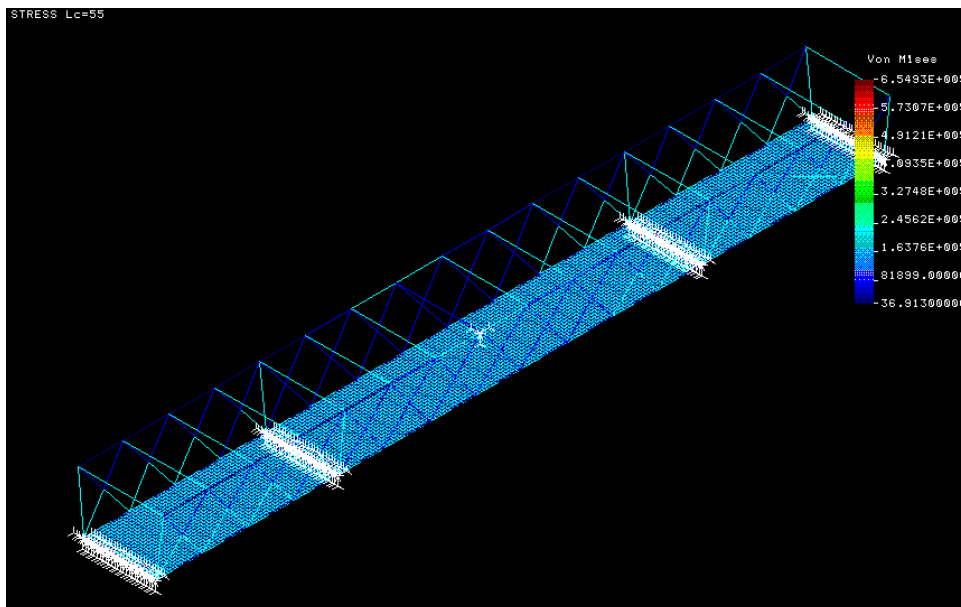


Figura 174: Tensión de Von Mises de la estructura cuando actúa el caso de carga 55.

**Caso de carga 56:** Peso propio de la estructura, acción del viento transversal sobre el puente y carga de nieve sobre todo el tablero.

Se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio y de 1.5 para la acción del viento y de la nieve.

Flecha máxima: 8,96mm

Tensión máxima de Von Mises: 0,28 MPa en el elemento barra.

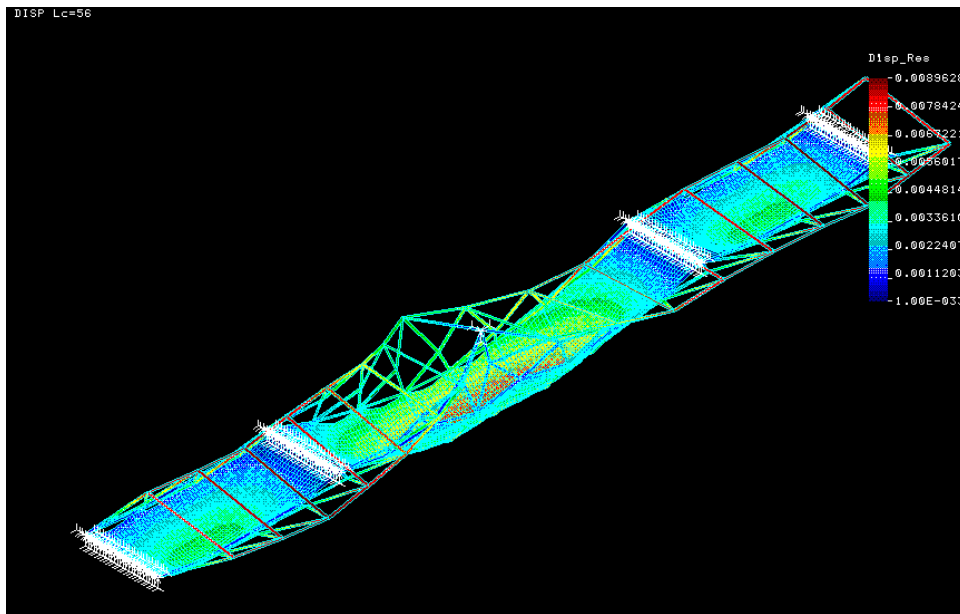


Figura 175: Grafico de desplazamiento de la estructura mostrando su deformada.

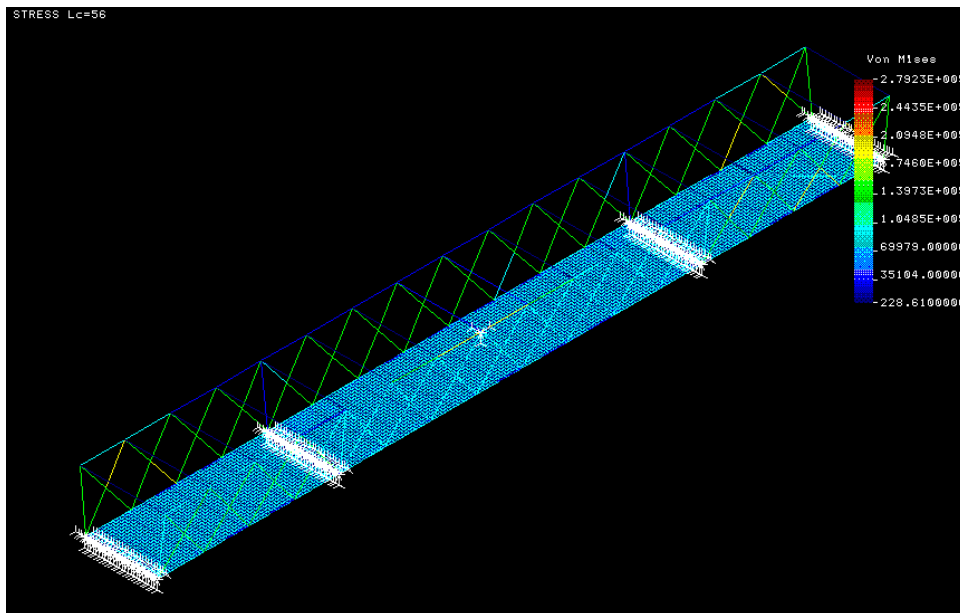


Figura 176: Tensión de Von Mises de la estructura cuando actúa el caso de carga 56.

**Caso de carga 57:** Peso propio de la estructura y viento longitudinal

Flecha máxima: 7,19mm

Tensión máxima de Von Mises: 0,21 MPa en el elemento barra.

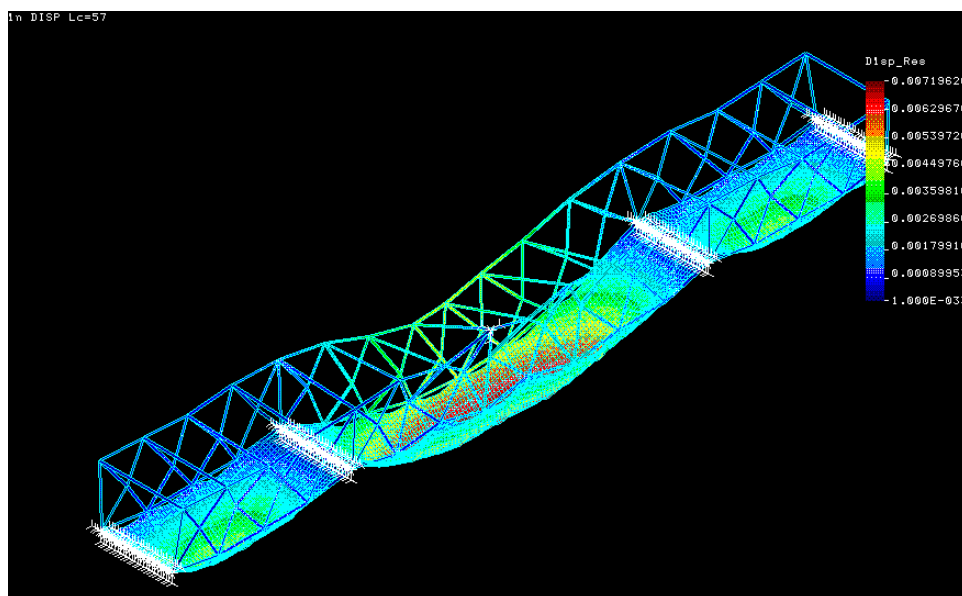


Figura 177: Grafico de desplazamiento de la estructura mostrando su deformada.

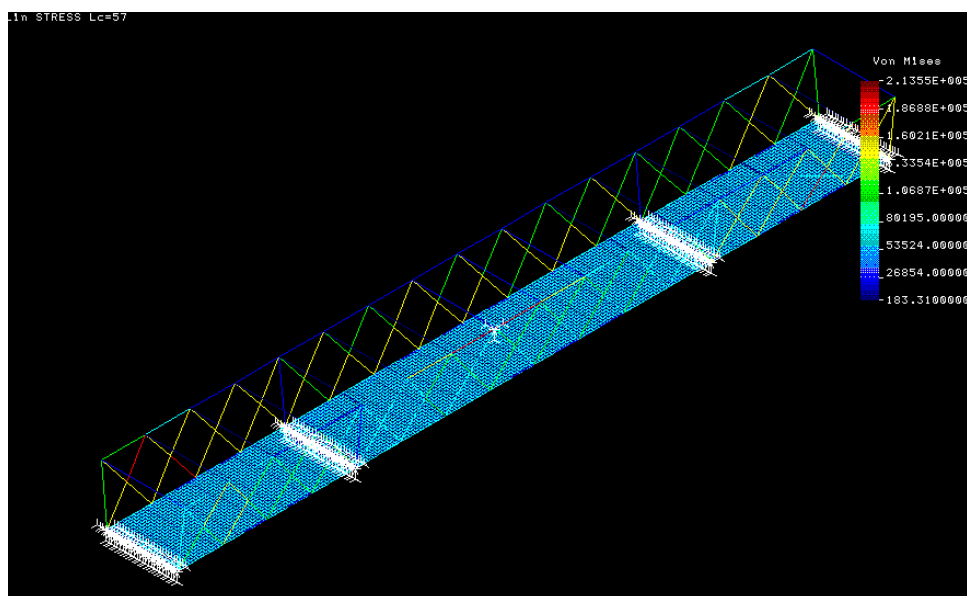


Figura 178: Tensión de Von Mises de la estructura cuando actúa el caso de carga 57.

**Caso de carga 58:** Peso propio de la estructura y viento transversal actuando sobre el tablero y la estructura.

Se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio y de 1.5 para la carga de viento.

Flecha máxima: 8,95mm

Tensión máxima de Von Mises: 0,21 MPa en el elemento barra.

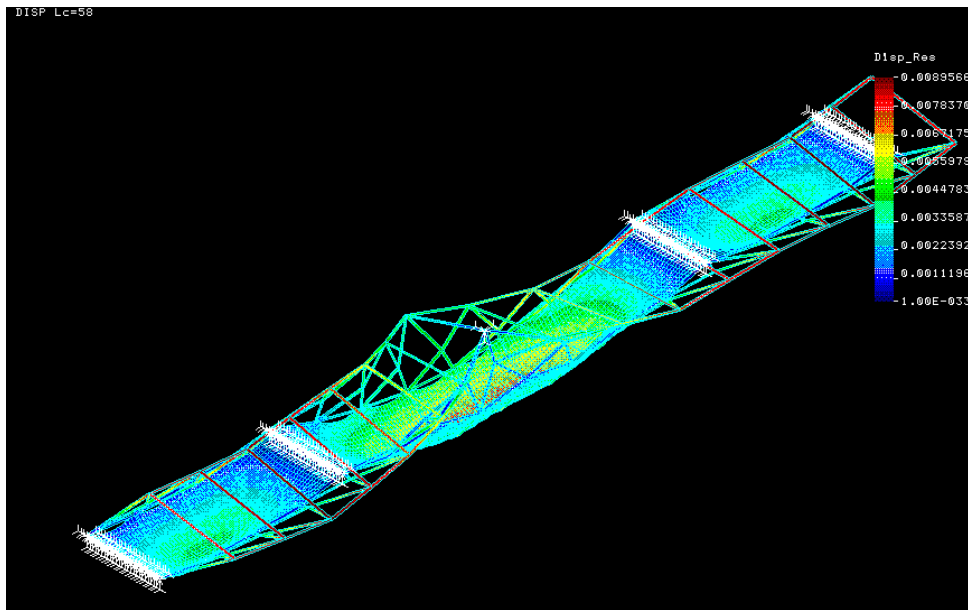


Figura 179: Grafico de desplazamiento de la estructura mostrando su deformada.

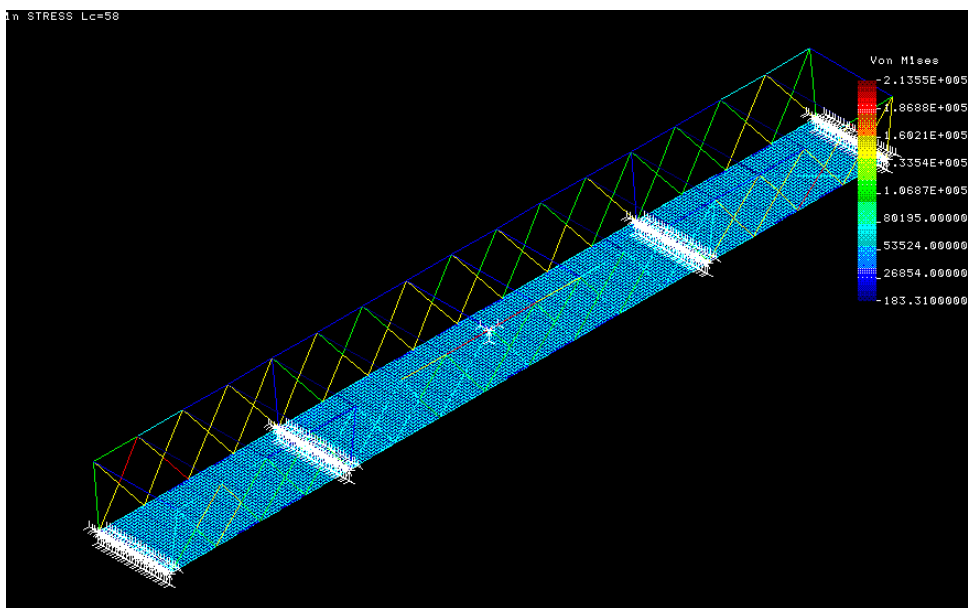


Figura 180: Tensión de Von Mises de la estructura cuando actúa el caso de carga 58.

**Caso de carga 59:** Peso propio de la estructura y viento vertical en el tablero.

Flecha máxima: 7,73mm

Tensión máxima de Von Mises: 0,21 MPa en el elemento barra.

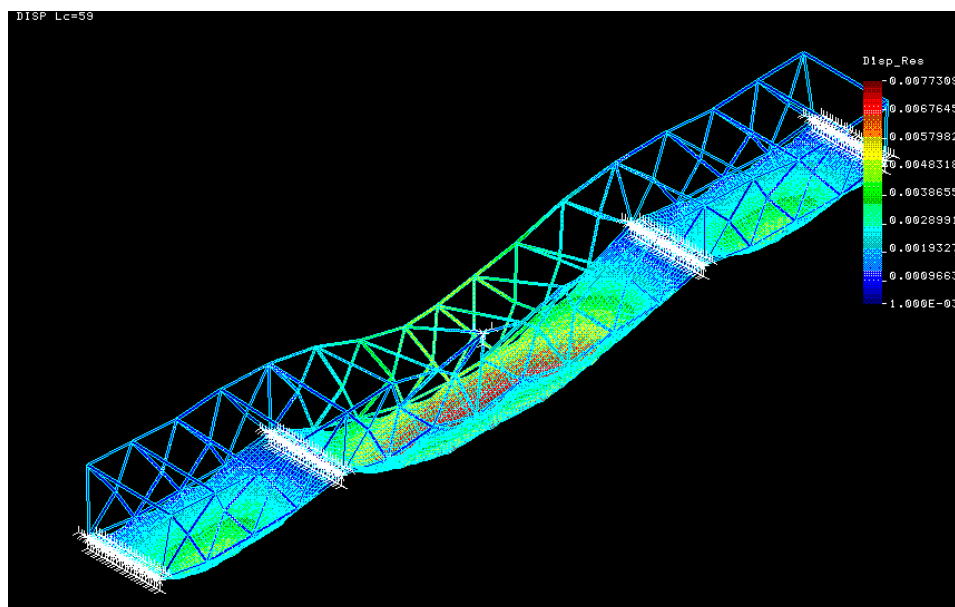


Figura 181: Grafico de desplazamiento de la estructura mostrando su deformada.

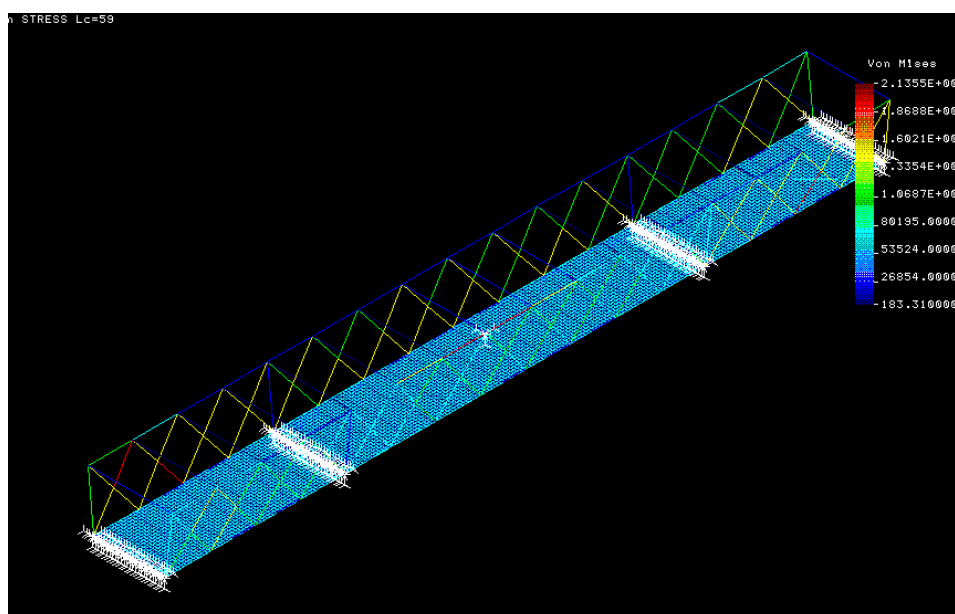


Figura 182: Tensión de Von Mises de la estructura cuando actúa el caso de carga 59.



**Caso de carga 60:** Peso propio de la estructura y momento de vuelco vertical sobre el tablero.

Se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio y de 1.5 para el momento de vuelco del viento.

Flecha máxima: 6,93mm

Tensión máxima de Von Mises: 0,21 MPa en el elemento barra.

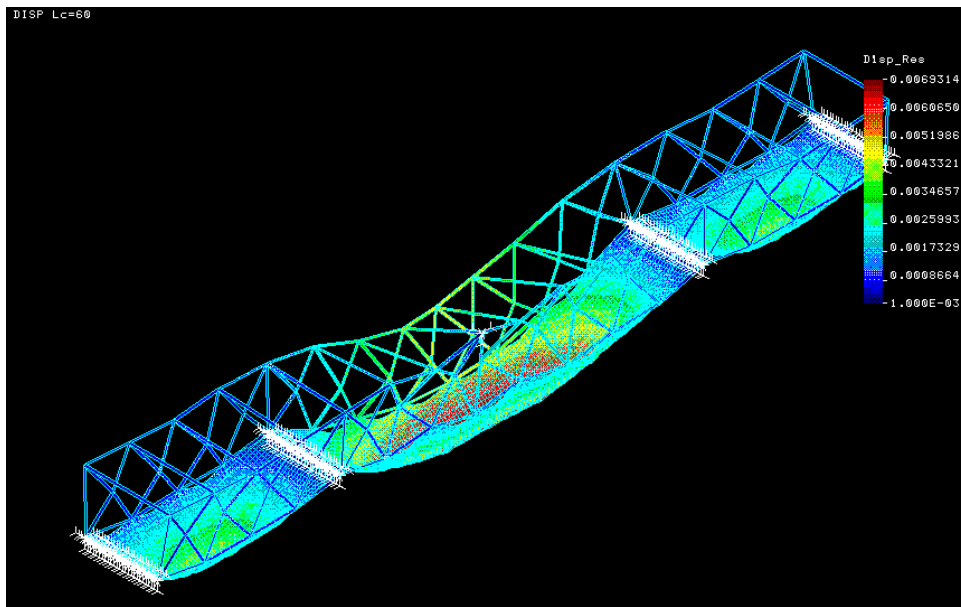


Figura 183: Grafico de desplazamiento de la estructura mostrando su deformada.

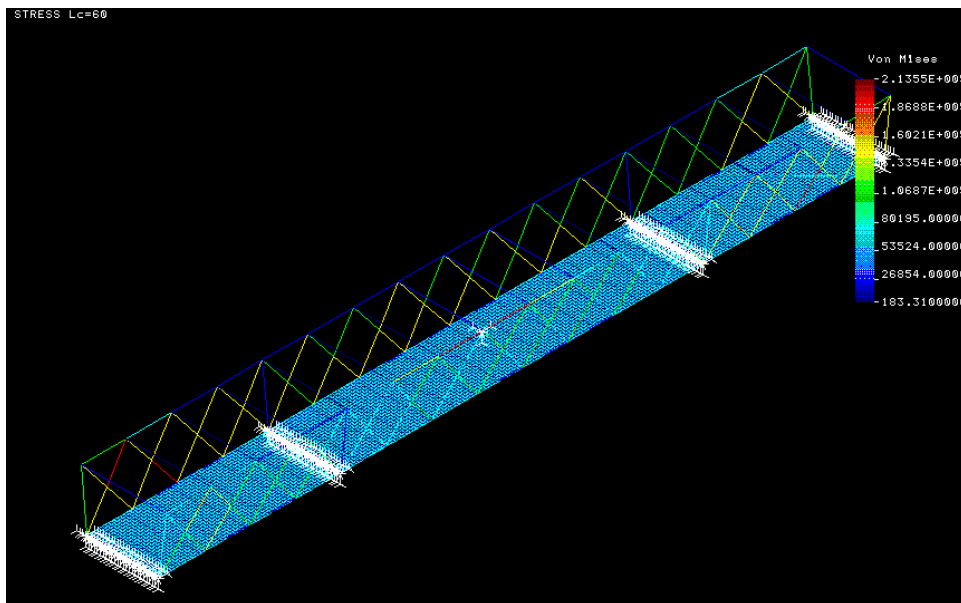


Figura 184: Tensión de Von Mises de la estructura cuando actúa el caso de carga 60.



**Caso de carga 61:** Peso propio de la estructura y momento de vuelco vertical sobre el tablero en dirección de Z negativas.

Se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio y de 1.5 para el momento de vuelco del viento.

Flecha máxima: 7,43mm

Tensión máxima de Von Mises: 0,21 MPa en el elemento barra.

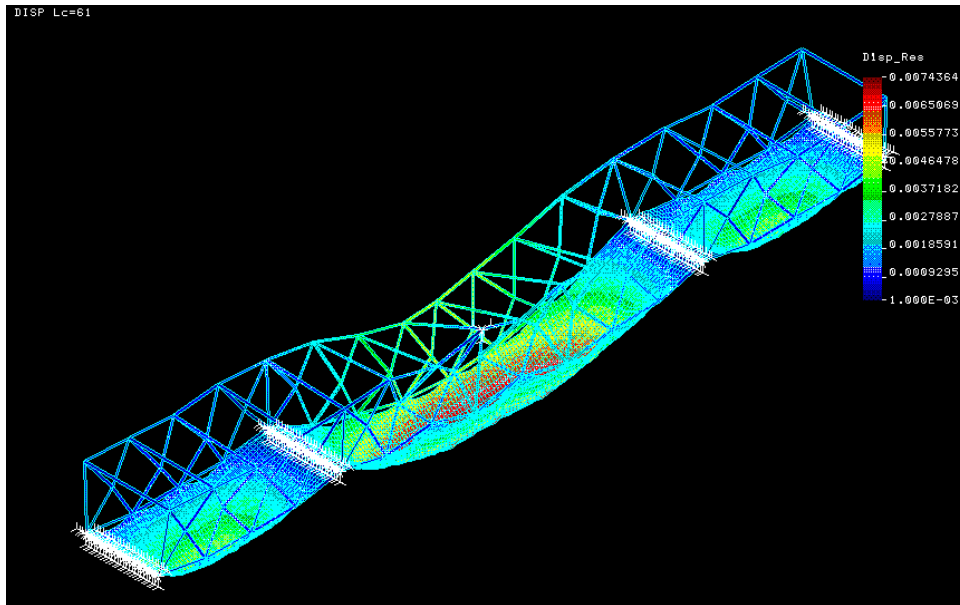


Figura 185: Grafico de desplazamiento de la estructura mostrando su deformada.

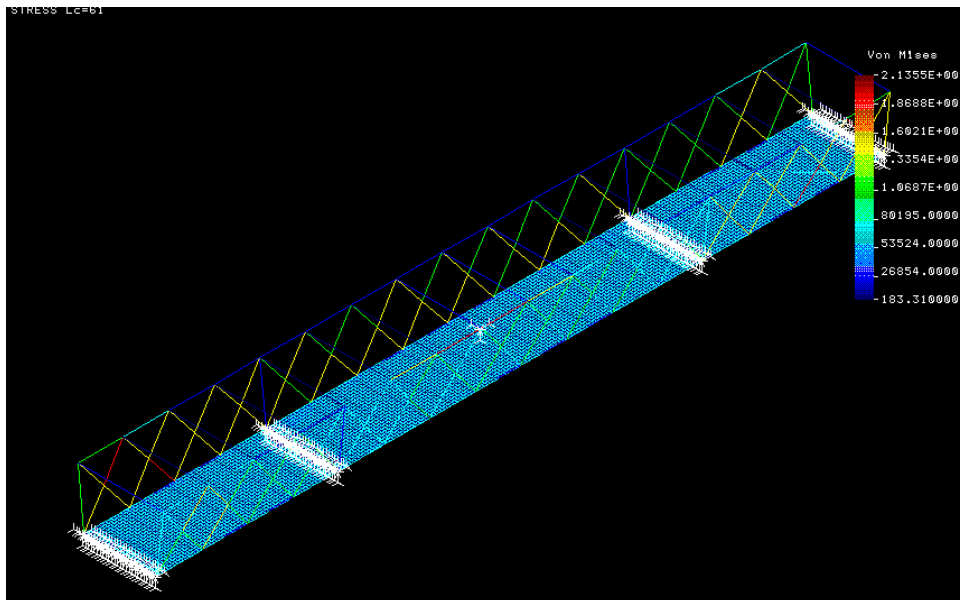


Figura 186: Tensión de Von Mises de la estructura cuando actúa el caso de carga 61.

**Caso de carga 62:** Peso propio de la estructura y acción del vehículo pesado aplicado en la zona central del puente.

Se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio y de 1.5 para la acción del vehículo pesado.

Flecha máxima: 27,45mm

Tensión máxima de Von Mises: 0,5 MPa en el elemento barra.

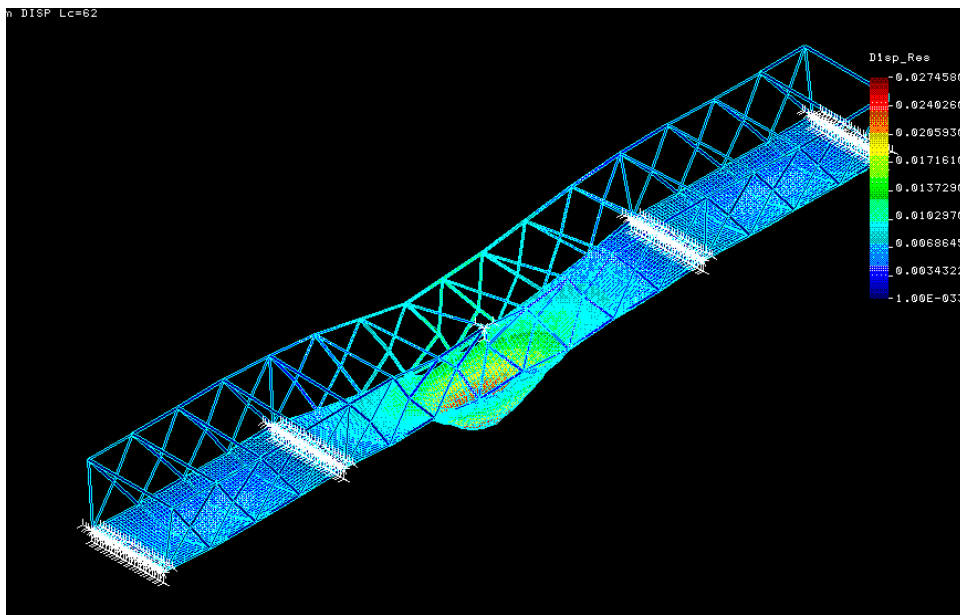


Figura 187: Grafico de desplazamiento de la estructura mostrando su deformada.

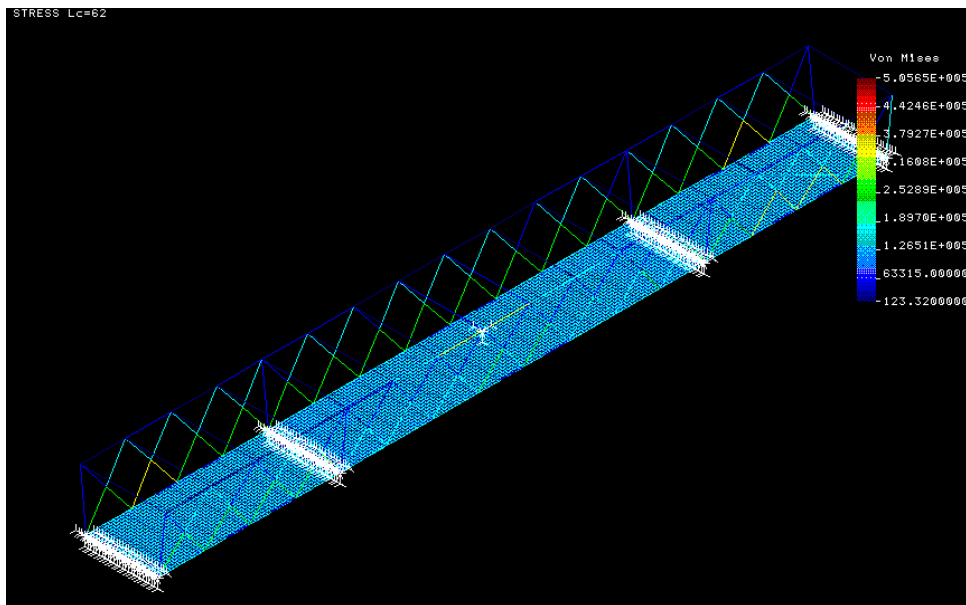


Figura 188: Tensión de Von Mises de la estructura cuando actúa el caso de carga 62.

**Caso de carga 63:** Peso propio de la estructura y acción del vehículo pesado aplicado en la zona central del puente, situado a la ancho.

Se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio y de 1.5 para el resto de acciones actuando sobre la estructura.

Flecha máxima: 26,92mm

Tensión máxima de Von Mises: 0,86 MPa en el elemento barra.

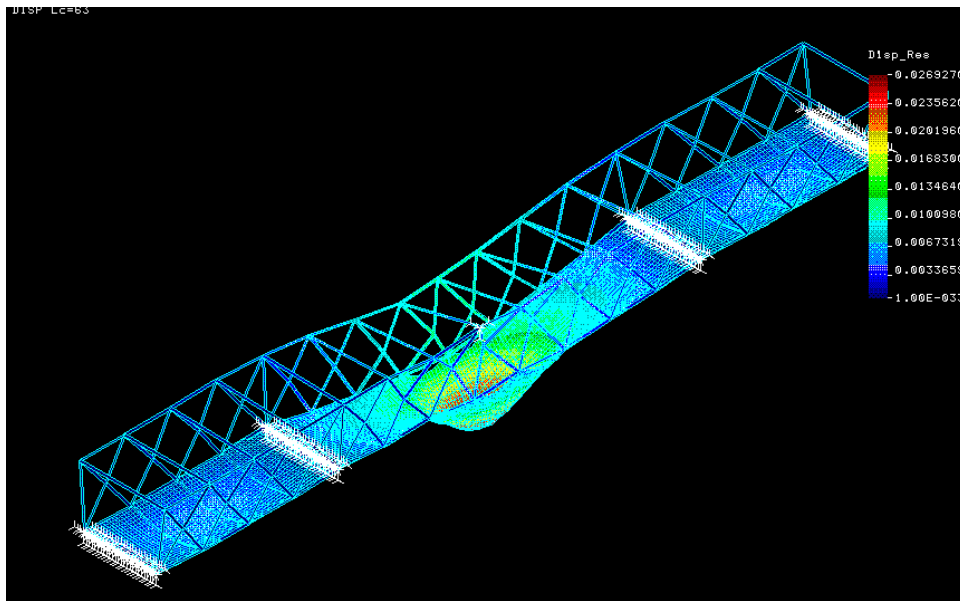


Figura 189: Grafico de desplazamiento de la estructura mostrando su deformada.

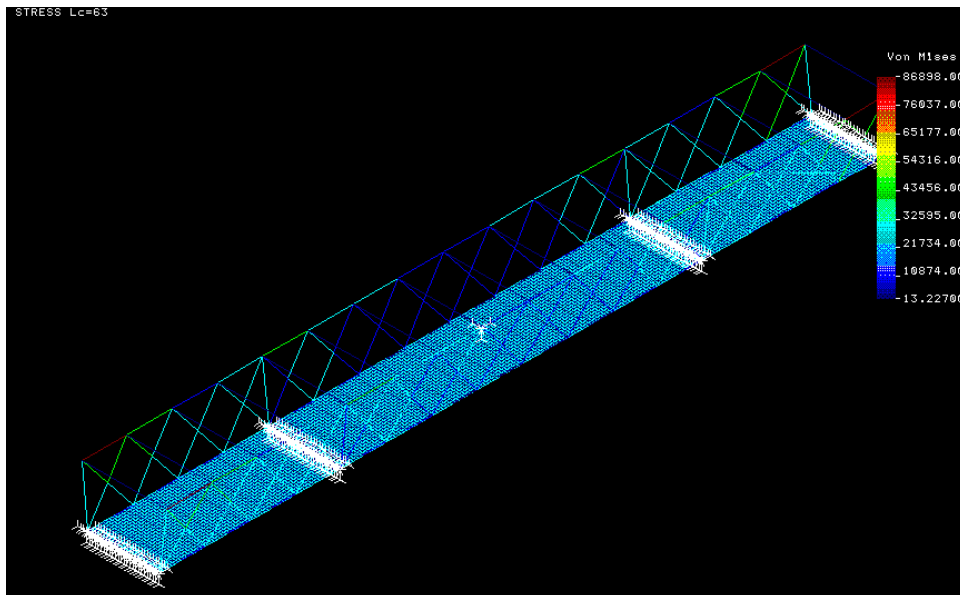


Figura 190: Tensión de Von Mises de la estructura cuando actúa el caso de carga 63.

**Caso de carga 69:** Peso propio de la estructura, sobrecarga a lo largo de todo el tablero, acción del vehículo pesado en la zona central del puente, acción del viento transversal y viento longitudinal, viento vertical sobre tablero, momento de vuelco vertical y acción de la carga de nieve sobre todo el tablero.

Se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio, de 1.5 para las acciones de la sobrecarga, vehículo pesado, momento de vuelco y carga de nieve y un 50% menos de la carga del viento, ya que ésta última actúa junto a la sobrecarga.

Flecha máxima: 34,66mm

Tensión máxima de Von Mises: 314,76 MPa en el elemento barra (elemento de acero).

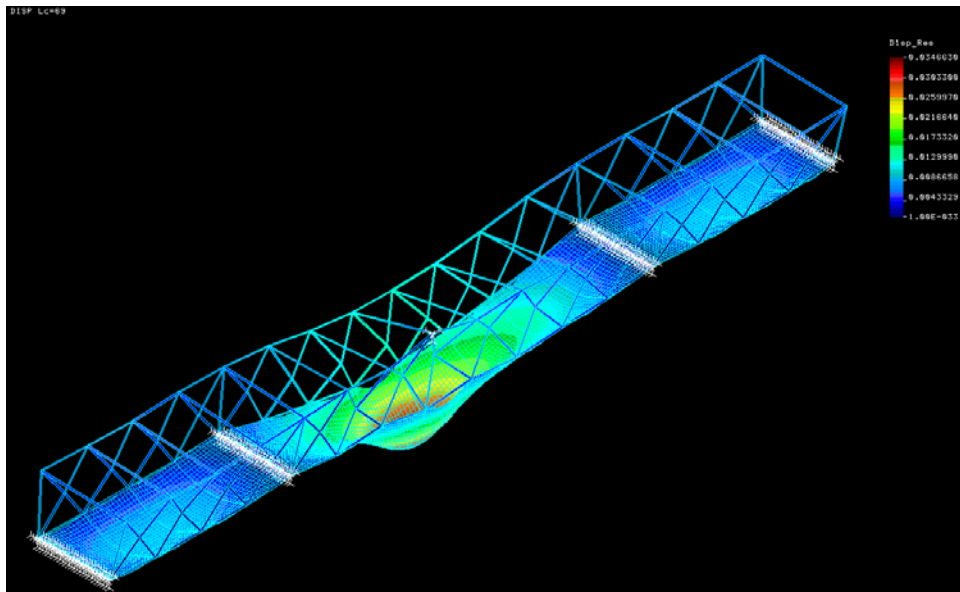


Figura 191: Grafico de desplazamiento de la estructura mostrando su deformada.

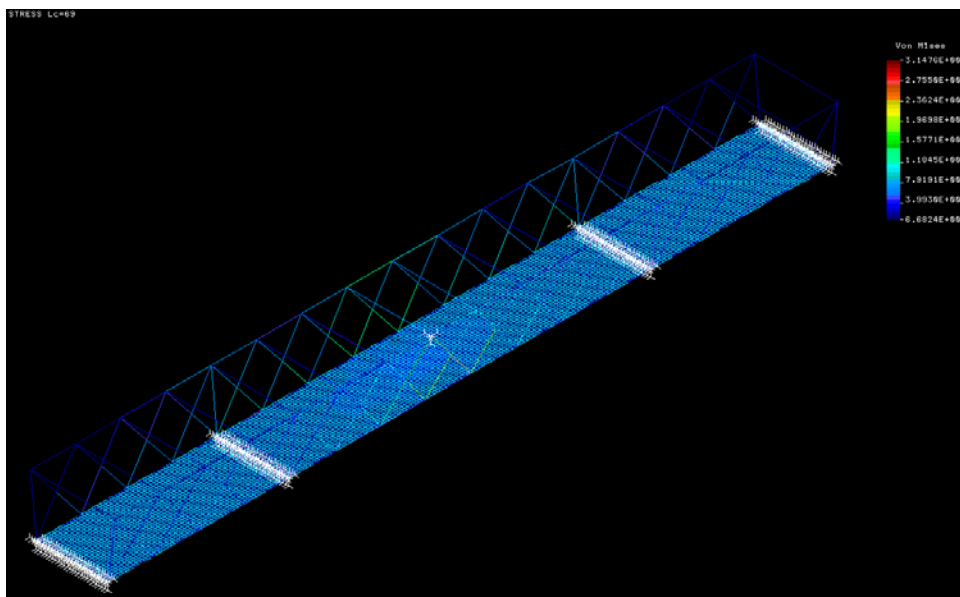


Figura 192: Tensión de Von Mises de la estructura cuando actúa el caso de carga 69.

En la siguiente tabla resumen puede verse los resultados obtenidos para el dimensionamiento descrito con anterioridad:

puente-new-6									
Modelo FEM Cosmos	Load case	Vigas Base	Vigas celosia	Vigas laterales grandes	Espesor tablero (m)	Tipo de solicitacion	Coef ponderacion cargas aplicado	Max. Desplazamiento	Carga máx. Von Mises
puente-new-6	51	IPE 100	D244,5 t12	D244.5 t12	0,2	Gravedad	SI	7,18 mm	73600000 in elemnt 418
puente-new-6	55	IPE 100	D244,5 t12	D244.5 t12	0,2	Viento Tran Estruct	NO	5,92 mm	654930 in element 242
puente-new-6	58	IPE 100	D244,5 t12	D244.5 t12	0,2	gravedad+Viento Tran Estruct	SI	8,95 mm	117909 in element 268
puente-new-6	52	IPE 100	D244,5 t12	D244.5 t12	0,2	Gravedad y Sobrecarga	SI	13,5 mm en zona central tablero	41518000 in element 418
puente-new-6	53	IPE 100	D244,5 t12	D244.5 t12	0,2	Gravedad y Nieve	SI	7,68 mm en zona central del tablero	7,8631E7 in element 418
puente-new-6	56	IPE 100	D244,5 t12	D244.5 t12	0,2	Gravedad +Nieve+Viento tran	SI	8,96 mm	202772 en Elemento 268
puente-new-6	54	IPE 100	D244,5 t12	D244.5 t12	0,2	Viento longitudinal	NO	0,031mm	3,32E6 en elemento 418
puente-new-6	57	IPE 100	D244,5 t12	D244.5 t12	0,2	Gravedad+Viento longitudinal	SI	7,2mm	213548 in Element 268
puente-new-6	59	IPE 100	D244,5 t12	D244.5 t12	0,2	Gravedad+ Viento vertical tableros	SI	7,73mm centro del tablero	213548 in Element 268 207700 in elemnt 592
puente-new-6	60	IPE 100	D244,5 t12	D244.5 t12	0,2	Gravedad+ Momento vertical tableros (carga lineal Y+)	SI	6,93mm en centr del puente	213548 in Element 268 207700 in elemnt 592
puente-new-6	61	IPE 100	D244,5 t12	D244.5 t12	0,2	Gravedad+ Momento vertical tableros (carga lineal Y-)	SI	7,436mm en centr del puente	213548 in Element 268 207700 in elemnt 592
puente-new-6	17	IPE 100	D244,5 t12	D244.5 t12	0,2	Vehiculo pesado zona central ( A LO LARGO)	NO	13,58 en zona central del puente mm	1,44876E8 en elemento acero 418
puente-new-6	62	IPE 100	D244,5 t12	D244.5 t12	0,2	Gravedad+ Vehiculo pesado zona central	SI	27,45mm en zona central del puente mm	505653Pa elemento 268
puente-new-6	80	IPE 100	D244,5 t12	D244.5 t12	0,2	Todo menos vientoslong	SI	34,71mm en zona central del puente mm	505653Pa elemento 268
puente-new-6	18	IPE 100	D244,5 t12	D244.5 t12	0,2	Vehiculo pesado zona central ( A LO ANCHO)	NO	13,23mm en zon central del puente	1,4538E8 Elemento 418
puente-new-6	63	IPE 100	D244,5 t12	D244.5 t12	0,2	Gravedad +Vehiculo pesado zona central ( A LO ANCHO)	SI	26,92mm en zona central del puente	86897,9 elemnto 18 y 34
puente-new-6	19	IPE 100	D244,5 t12	D244.5 t12	0,2	Vehiculo pesado zona central ( A LO LARGO sobre tablero)	NO	13,86mm en zona central del puente	1,15E8 elemnto 418
puente-new-6	64	IPE 100	D244,5 t12	D244.5 t12	0,2	Gravedad+Vehiculo pesado zona central ( A LO LARGO sobre tablero)	SI	27,90 mm en zona central del puente	13735,4 en el elemnto 268
puente-new-6	20	IPE 100	D244,5 t12	D244.5 t12	0,2	Vehiculo pesado zona extremo ( A LO LARGO sobre tablero)	NO	12,12mm en el tablero	1,0643E8 elemnto 592 y 568
puente-new-6	65	IPE 100	D244,5 t12	D244.5 t12	0,2	Gravedad+Vehiculo pesado zona extremo ( A LO LARGO sobre tablero)	SI	22,35mm en el tablero	2,12714E8 en elemnto 592 2,02538E8 en elemnto 568
puente-new-6	21	IPE 100	D244,5 t12	D244.5 t12	0,2	Vehiculo pesado zona central en un lateral, ( A LO ANCHO sobre tablero)	NO	11,63mm en el tablero	1,1735E8 en elemnto 418
puente-new-6	66	IPE 100	D244,5 t12	D244.5 t12	0,2	Gravedad+Vehiculo pesado zona central en un lateral, ( A LO ANCHO sobre tablero)	SI	24,34mm en el tablero	2,61E6 en elemento 418 y 84
puente-new-6	22	IPE 100	D244,5 t12	D244.5 t12	0,2	Vehiculo pesado zona extremo en un lateral, ( A LO ANCHO sobre tablero)	NO	10,85mm en el tablero	1,015E8 en elemento 568

Tabla 63: Resumen de resultados obtenidos para el puente en configuración “puente-new-6”

Nombre archivo Cosmos	Vigas Base	Vigas celosia	Vigas laterales grandes	Espesor tablero (m)
Puente-new-7	HEB 200	D244,5 t12	D244.5 t12	0,3

**Caso de carga 51:** Peso propio de la estructura.

Se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio y de 1.5 para el resto de las acciones actuando sobre el puente.

Flecha máxima: 6,69mm

Tensión máxima de Von Mises: 78,5 MPa en el elemento barra.

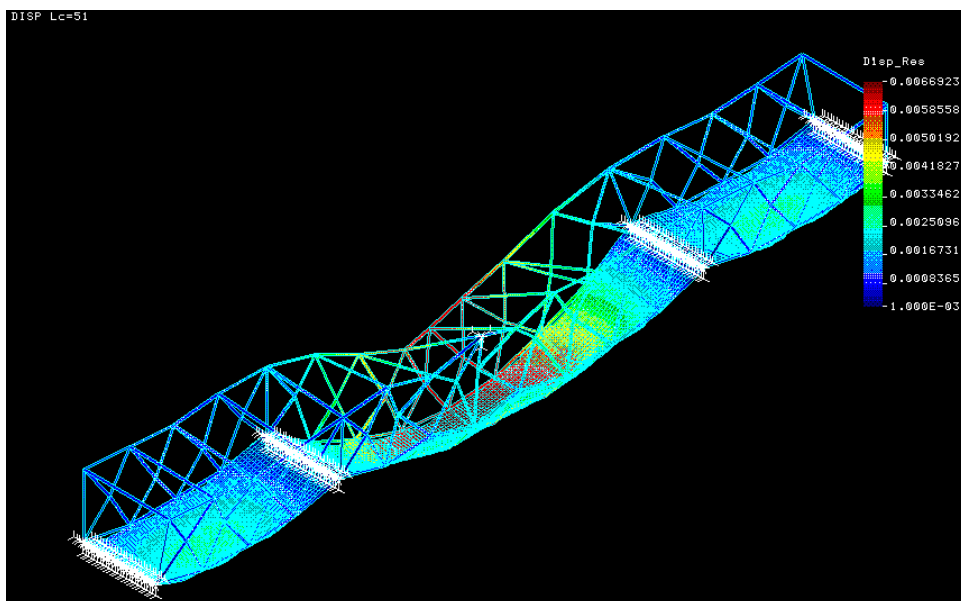


Figura 193: Grafico de desplazamiento de la estructura mostrando su deformada.

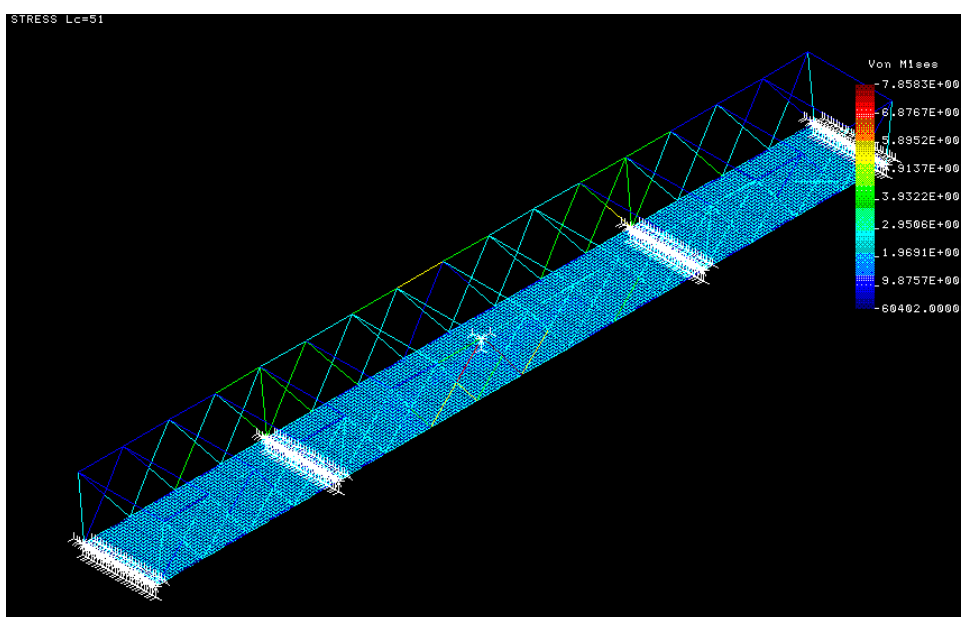


Figura 194: Tensión de Von Mises de la estructura cuando actúa el caso de carga 51.

**Caso de carga 52:** Peso propio de la estructura y sobrecarga sobre todo el tablero

Se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio y de 1.5 para el resto de las acciones actuando sobre el puente.

Flecha máxima: 10,42mm

Tensión máxima de Von Mises: 28 MPa en el elemento barra.

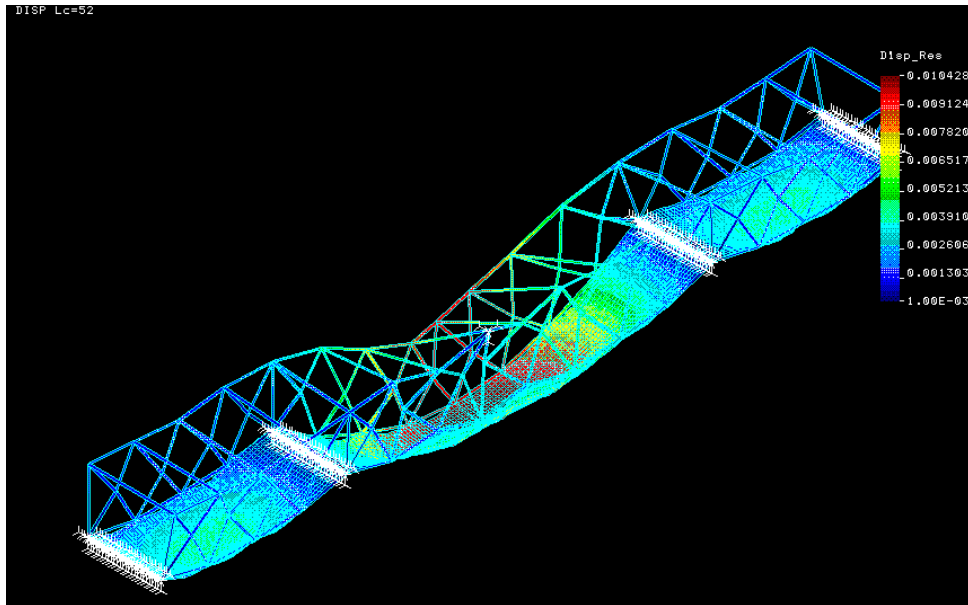


Figura 195: Gráfico de desplazamiento de la estructura mostrando su deformada.

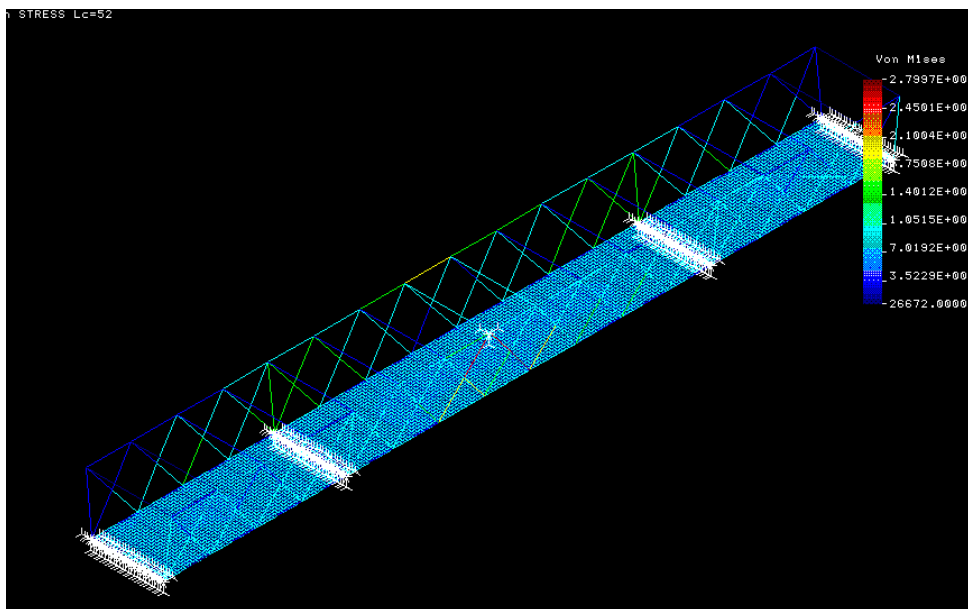


Figura 196: Tensión de Von Mises de la estructura cuando actúa el caso de carga 52.

En la siguiente tabla resumen puede verse los resultados obtenidos para el dimensionamiento descrito con anterioridad:

puente-new-7									
Modelo FEM Cosmos	Load case	Vigas Base	Vigas celosia	Vigas laterales grandes	Espesor tablero (m)	Tipo de sollicitacion	Coef ponderacion cargas aplicado	Max. Desplazamiento	Carga máx. Von Mises
puente-new-7	51	HEB 200	D244,5 t12	D244.5 t12	0,3	Peso propio	SI	6,69mm	7,8582E7 elemento 84
puente-new-7	52	HEB 200	D244,5 t12	D244.5 t12	0,3	Peso propio	SI	10,42mm	2,7996E7 elemento 84

Tabla 64: Resumen de resultados obtenidos para el puente en configuración “puente-new-7”



Nombre archivo Cosmos	Vigas Base	Vigas celosia	Vigas laterales grandes	Espesor tablero (m)
Puente-new-8	IPE 200	D244,5 t12	D244.5 t12	0,2

**Caso de carga 51:** Peso propio de la estructura.

Se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio y de 1.5 para el resto de las acciones actuando sobre el puente.

Flecha máxima: 7,03mm

Tensión máxima de Von Mises: 73,4 MPa en el elemento barra.

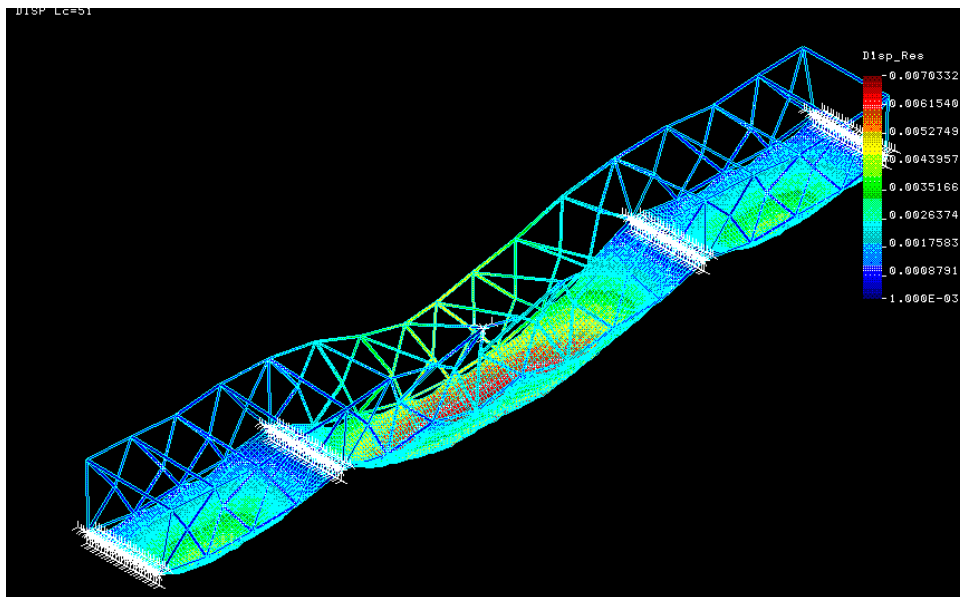


Figura 197: Grafico de desplazamiento de la estructura mostrando su deformada.

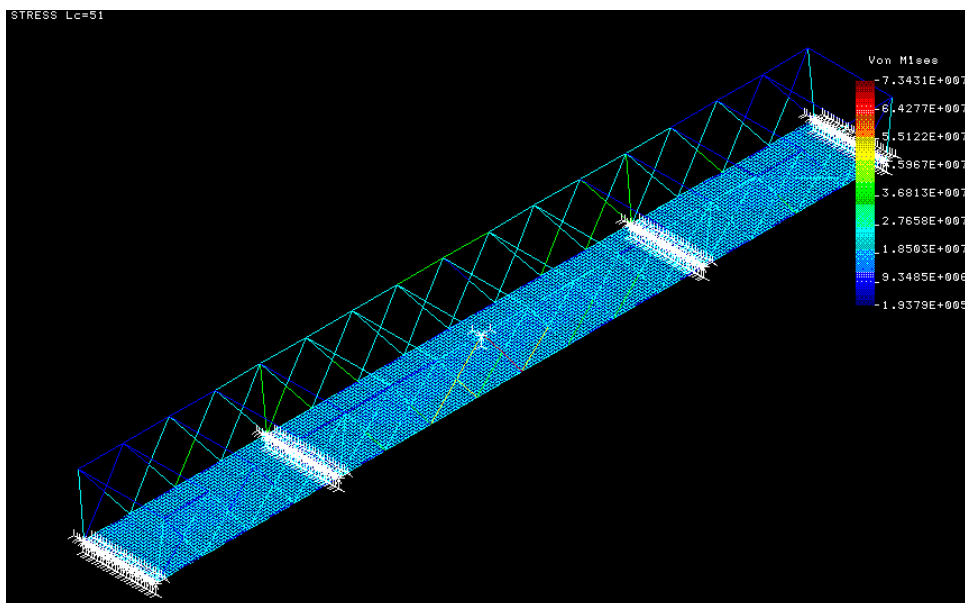


Figura 198: Tensión de Von Mises de la estructura cuando actúa el caso de carga 51.

En la siguiente tabla resumen puede verse los resultados obtenidos para el dimensionamiento descrito con anterioridad:

puente-new-8									
Modelo FEM Cosmos	Load case	Vigas Base	Vigas celosia	Vigas laterales grandes	Espesor tablero (m)	Tipo de sollicitacion	Coef ponderacion cargas aplicado	Max. Desplazamiento	Carga máx. Von Mises
puente-new-8	51	IPE 200	D244,5 t12	D244.5 t12	0,2	Peso propio	SI	7,03mm	7,3431E7 elemento 418

Tabla 65: Resumen de resultados obtenidos para el puente en configuración “puente-new-8”

Nombre archivo Cosmos	Vigas Base	Vigas celosia	Vigas laterales grandes	Espesor tablero (m)
Puente-new-9	IPE 600	D244,5 t12	D244.5 t12	0,2

**Caso de carga 51:** Peso propio de la estructura.

Se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio y de 1.5 para el resto de las acciones actuando sobre el puente.

Flecha máxima: 5,26mm

Tensión máxima de Von Mises: 61,65 MPa en el elemento barra.

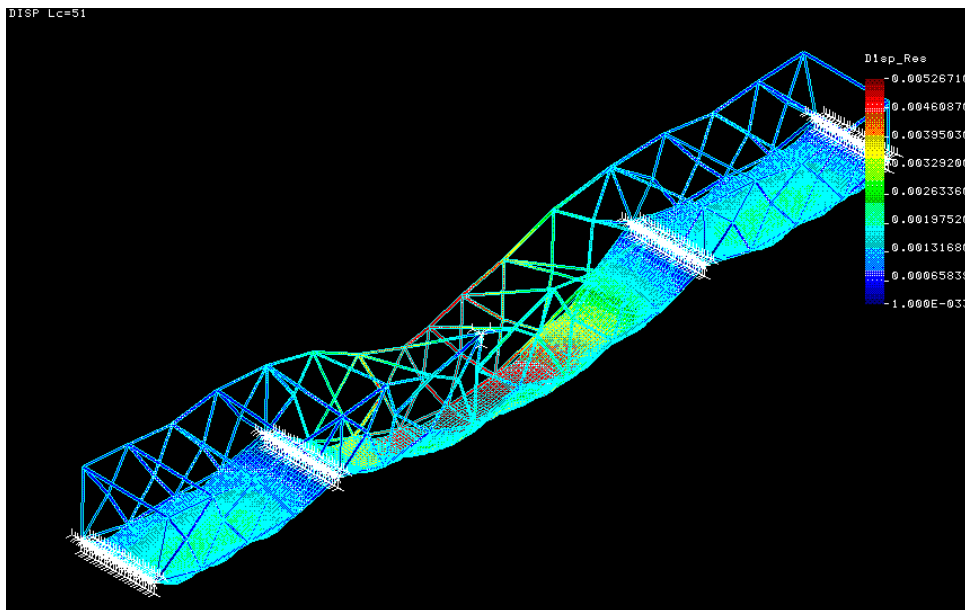


Figura 199: Grafico de desplazamiento de la estructura mostrando su deformada.

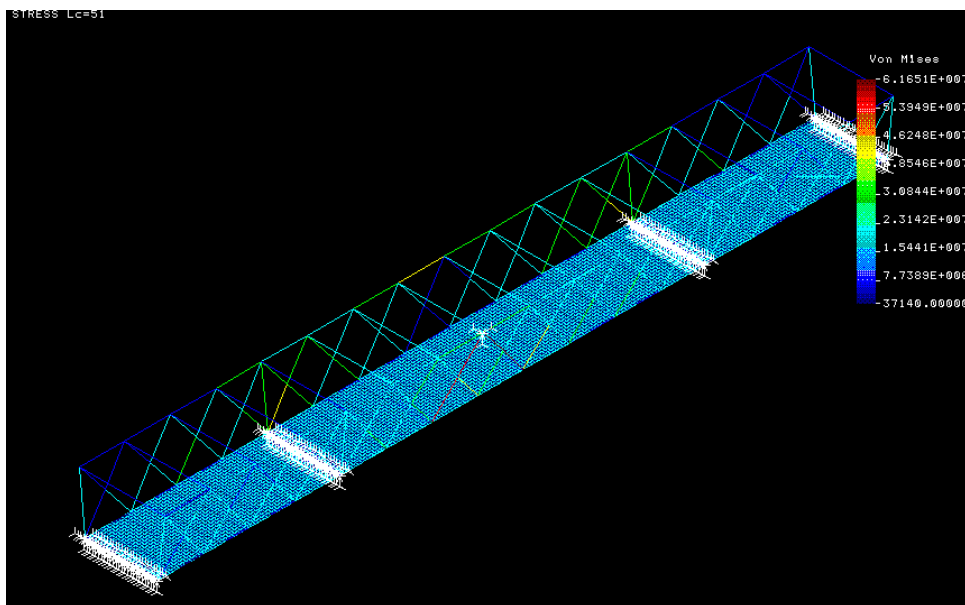


Figura 200: Tensión de Von Mises de la estructura cuando actúa el caso de carga 51.

En la siguiente tabla resumen puede verse los resultados obtenidos para el dimensionamiento descrito con anterioridad:

puente-new-9									
Modelo FEM Cosmos	Load case	Vigas Base	Vigas celosia	Vigas laterales grandes	Espesor tablero (m)	Tipo de solicitacion	Coef ponderacion cargas aplicado	Max. Desplazami ento	Carga máx. Von Mises
puente-new-9	51	IPE 600	D244,5 t12	D244.5 t12	0,2	Peso propio	SI	5,26mm	6,1651E7 elemento 84

Tabla 66: Resumen de resultados obtenidos para el puente en configuración “puente-new-9”

Nombre archivo Cosmos	Vigas Base	Vigas celosia	Vigas laterales grandes	Espesor tablero (m)
Puente-new-11	HEB 240	D244,5 t14	D244.5 t14	0,3

**Caso de carga 51:** Peso propio de la estructura.

Se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio y de 1.5 para el resto de las acciones actuando sobre el puente.

Flecha máxima: 6,12mm

Tensión máxima de Von Mises: 72 MPa en el elemento barra.

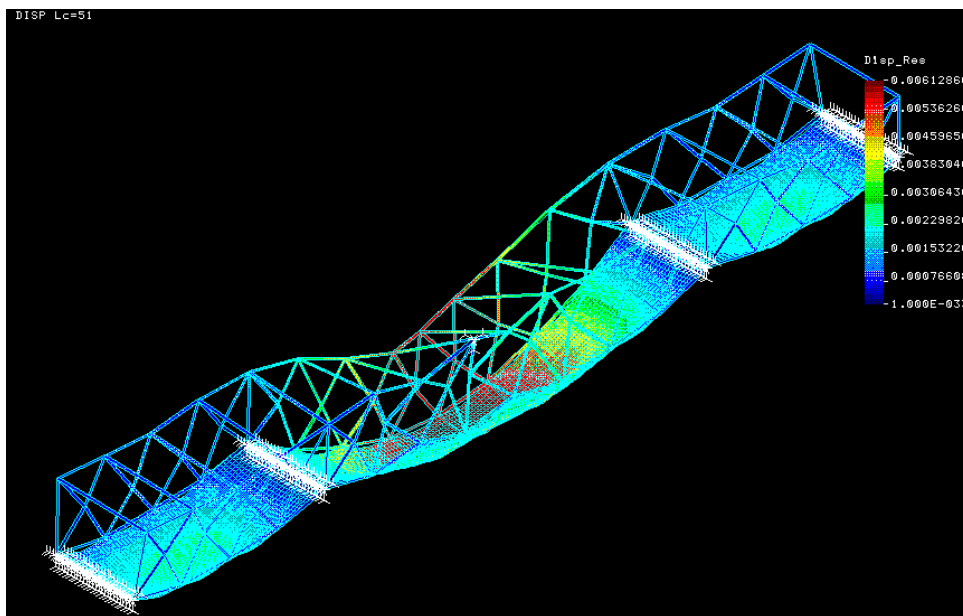


Figura 201: Grafico de desplazamiento de la estructura mostrando su deformada.

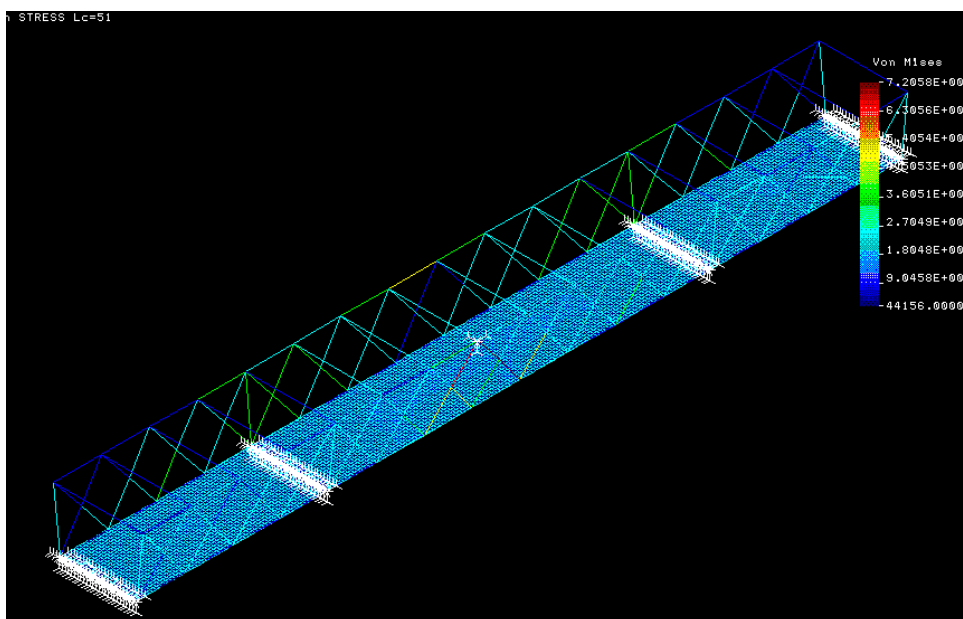


Figura 202: Tensión de Von Mises de la estructura cuando actúa el caso de carga 51.

**Caso de carga 52:** Peso propio de la estructura y sobrecarga sobre todo el tablero

Se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio y de 1.5 para el resto de las acciones actuando sobre el puente.

Flecha máxima: 9,47mm en la zona central del puente.

Tensión máxima de Von Mises: 24,9 MPa en el elemento barra.

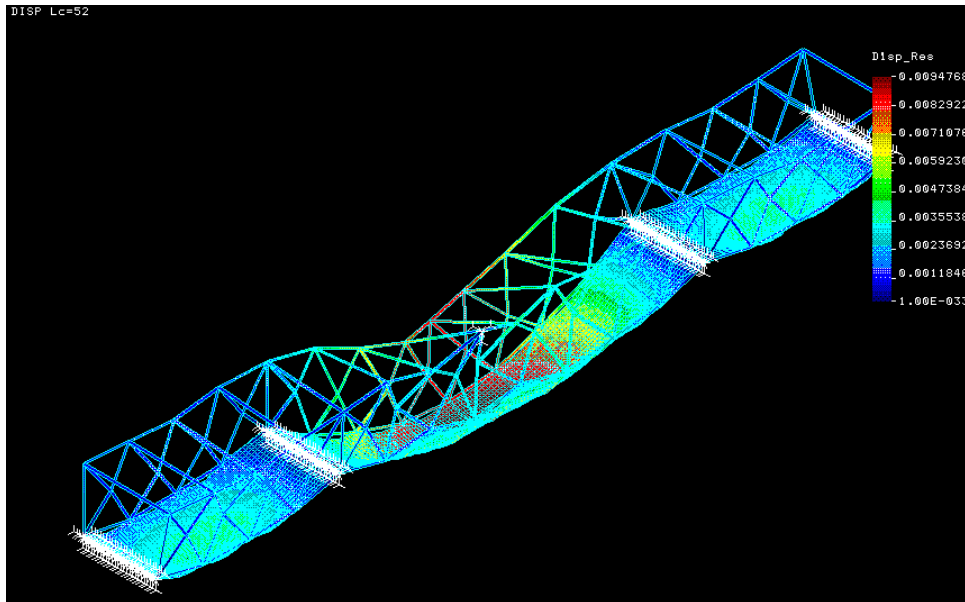


Figura 203: Gráfico de desplazamiento de la estructura mostrando su deformada.

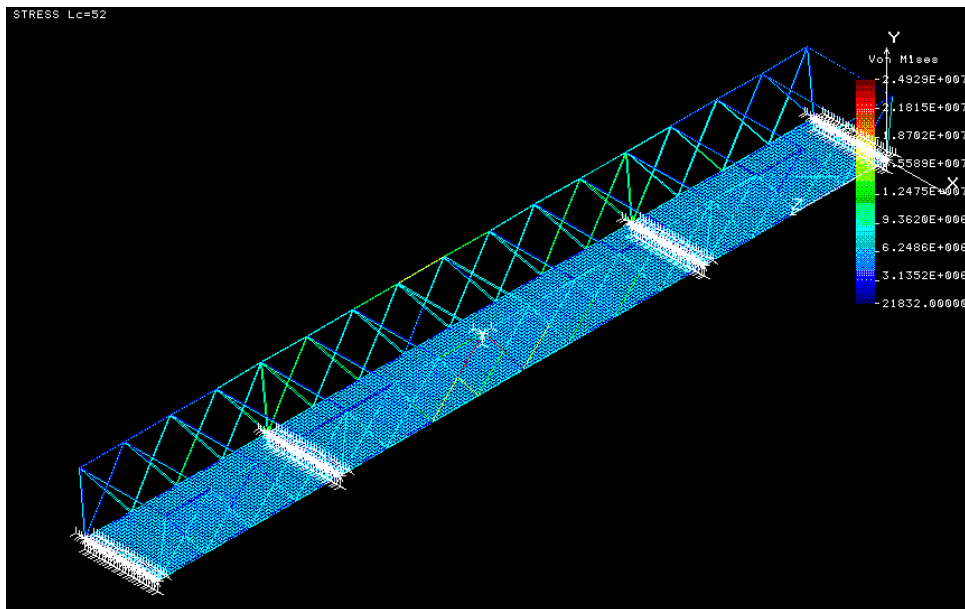


Figura 204: Tensión de Von Mises de la estructura cuando actúa el caso de carga 52.

**Caso de carga 53:** Peso propio de la estructura y carga de nieve sobre todo el tablero

Se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio y de 1.5 para la carga de nieve.

Flecha máxima: 6,34mm

Tensión máxima de Von Mises: 75 MPa en el elemento barra.

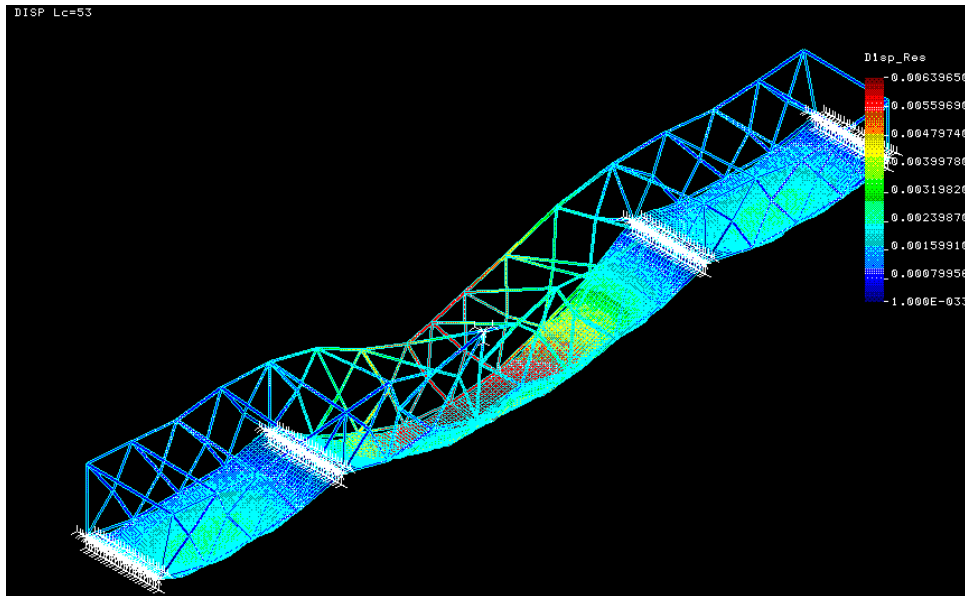


Figura 205: Grafico de desplazamiento de la estructura mostrando su deformada.

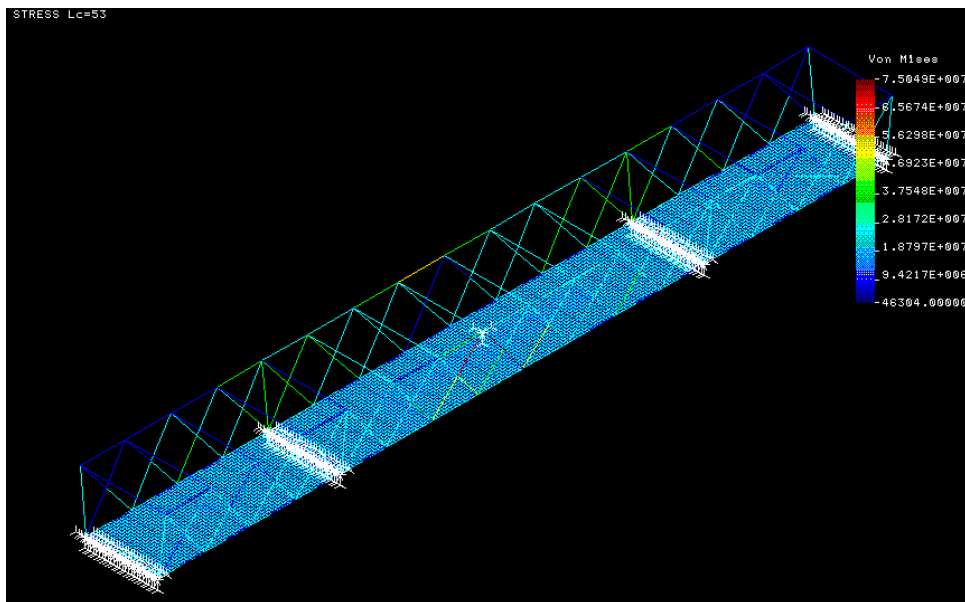


Figura 206: Tensión de Von Mises de la estructura cuando actúa el caso de carga 53.

**Caso de carga 56:** Peso propio de la estructura, acción del viento transversal sobre el puente y carga de nieve sobre todo el tablero.

Se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio y de 1.5 para la acción del viento y de la nieve.

Flecha máxima: 6,22mm

Tensión máxima de Von Mises:  $1,75 \cdot 10^5$  Pa en el elemento barra.

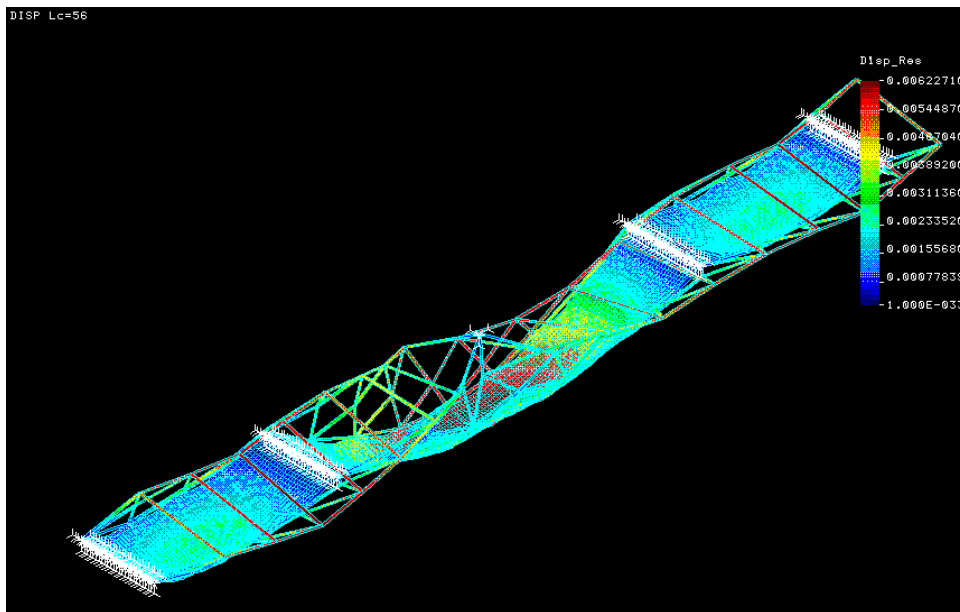


Figura 207: Grafico de desplazamiento de la estructura mostrando su deformada.

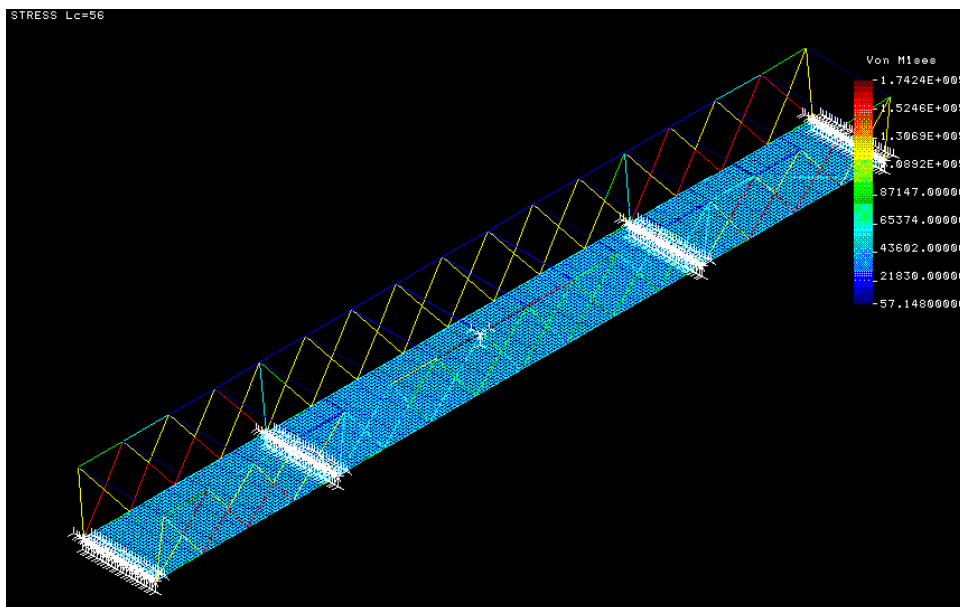


Figura 208: Tensión de Von Mises de la estructura cuando actúa el caso de carga 56.



**Caso de carga 57:** Peso propio de la estructura y viento longitudinal

Flecha máxima: 6,13mm

Tensión máxima de Von Mises:  $1,51 \cdot 10^5$  Pa en el elemento barra.

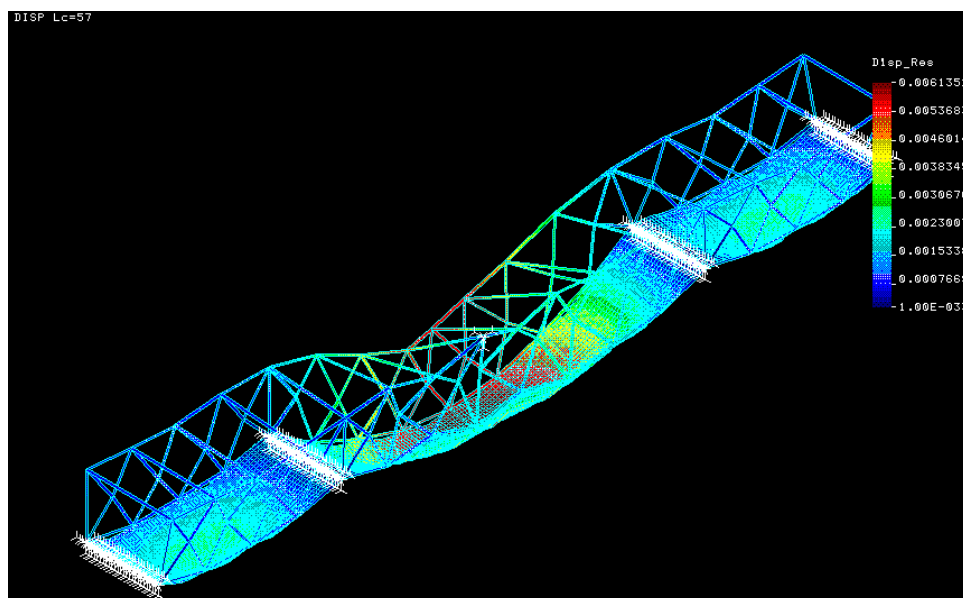


Figura 209: Grafico de desplazamiento de la estructura mostrando su deformada.

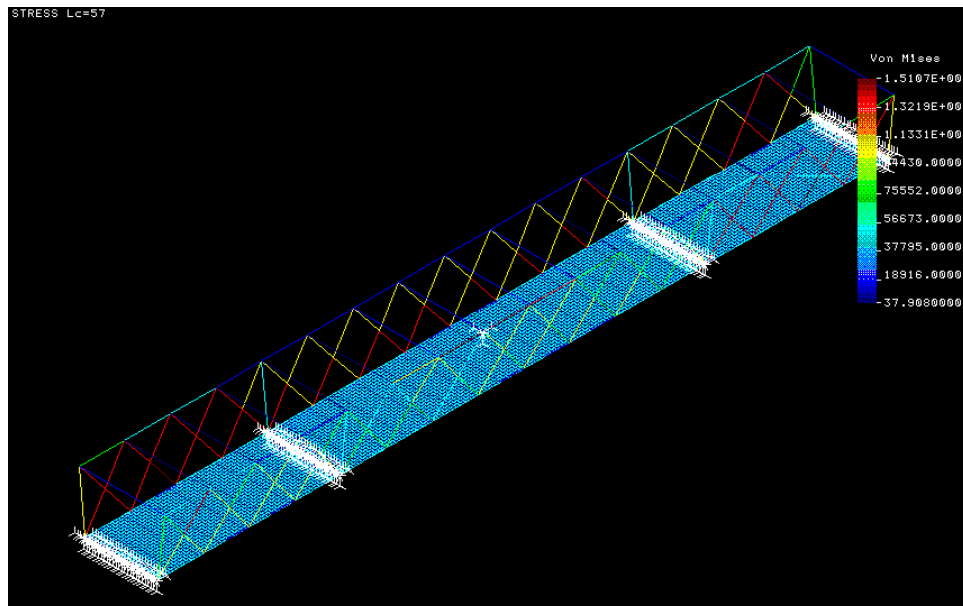


Figura 210: Tensión de Von Mises de la estructura cuando actúa el caso de carga 57.

**Caso de carga 58:** Peso propio de la estructura y viento transversal actuando sobre el tablero y la estructura.

Se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio y de 1.5 para la carga de viento.

Flecha máxima: 6,04mm

Tensión máxima de Von Mises: 151065 Pa en el elemento barra.

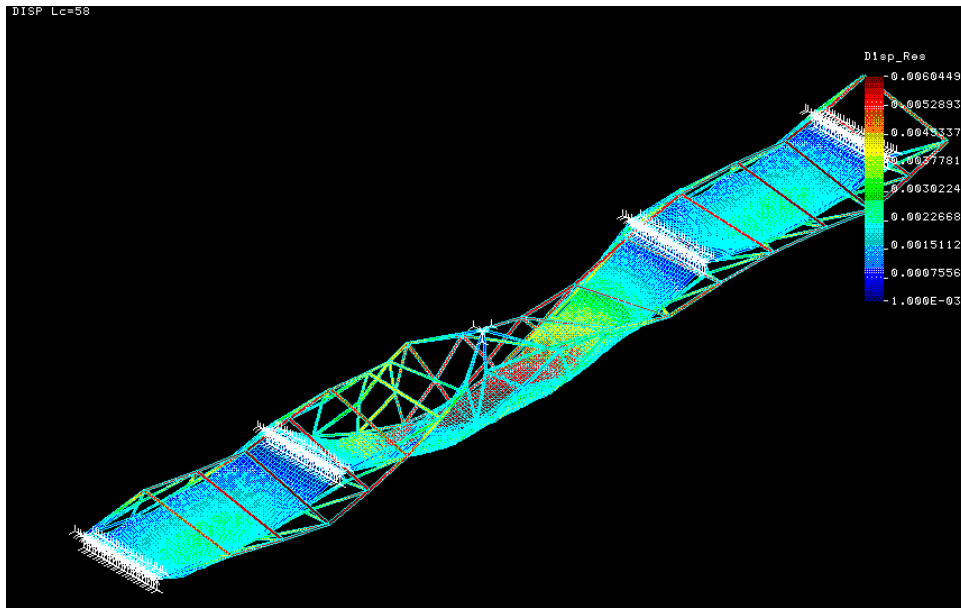


Figura 211: Grafico de desplazamiento de la estructura mostrando su deformada.

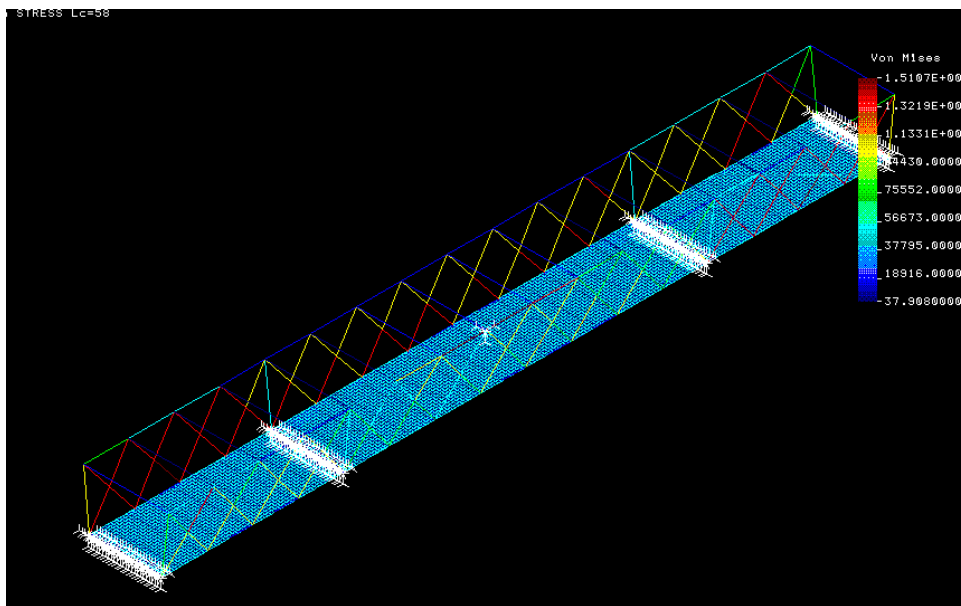


Figura 212: Tensión de Von Mises de la estructura cuando actúa el caso de carga 58.

**Caso de carga 60:** Peso propio de la estructura y momento de vuelco vertical sobre el tablero.

Se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio y de 1.5 para el momento de vuelco del viento.

Flecha máxima: 6,02mm

Tensión máxima de Von Mises: 151065 Pa en el elemento barra.

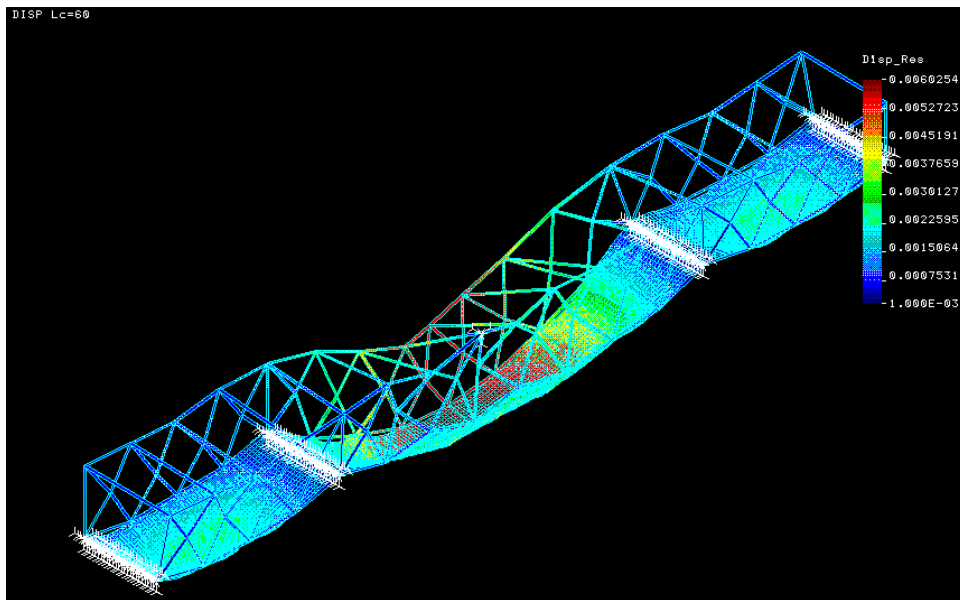


Figura 213: Grafico de desplazamiento de la estructura mostrando su deformada.

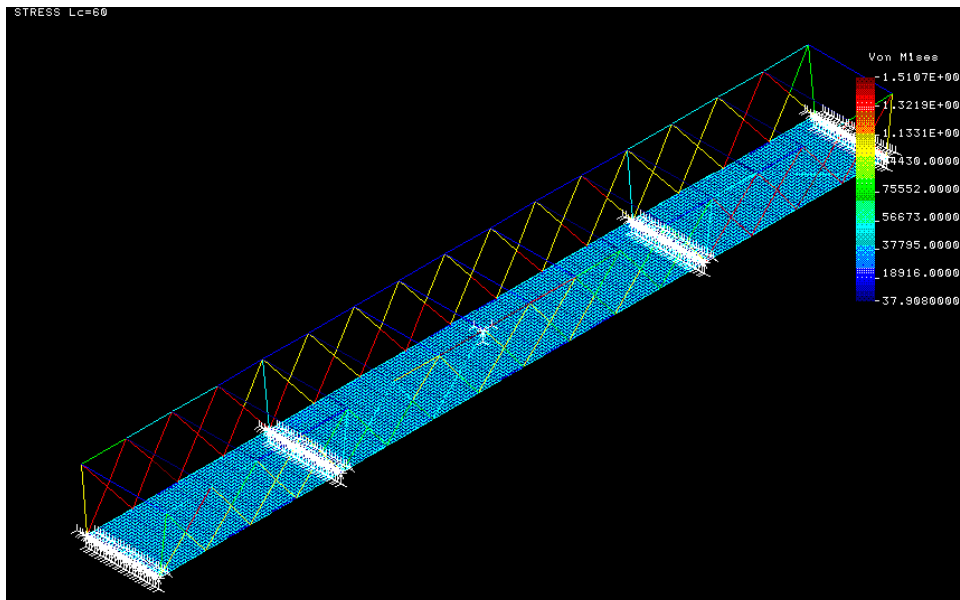


Figura 214: Tensión de Von Mises de la estructura cuando actúa el caso de carga 60.

**Caso de carga 61:** Peso propio de la estructura y momento de vuelco vertical sobre el tablero en dirección de Z negativas.

Se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio y de 1.5 para el momento de vuelco del viento.

Flecha máxima: 6,23mm

Tensión máxima de Von Mises: 151065 Pa en el elemento barra.

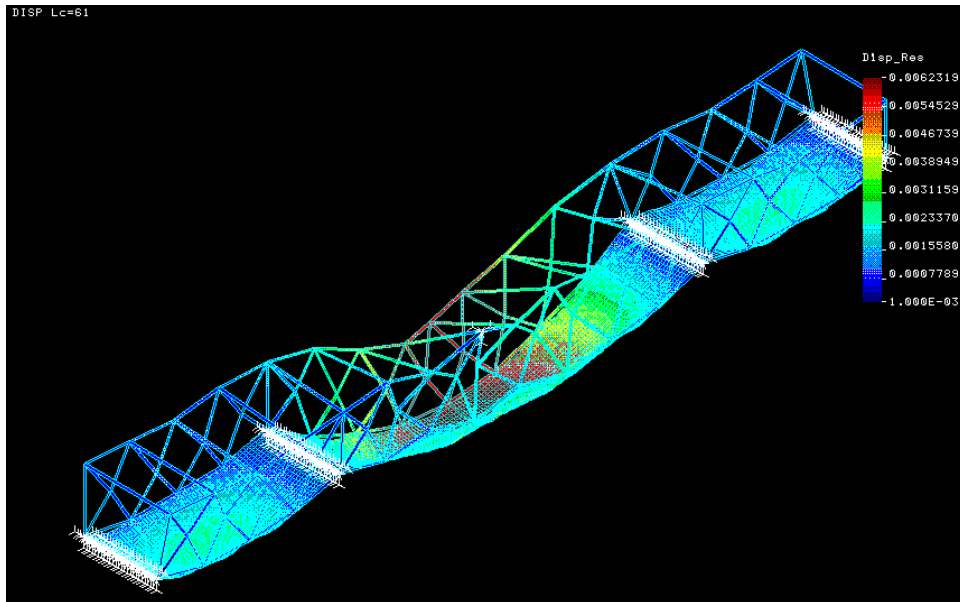


Figura 215: Grafico de desplazamiento de la estructura mostrando su deformada.

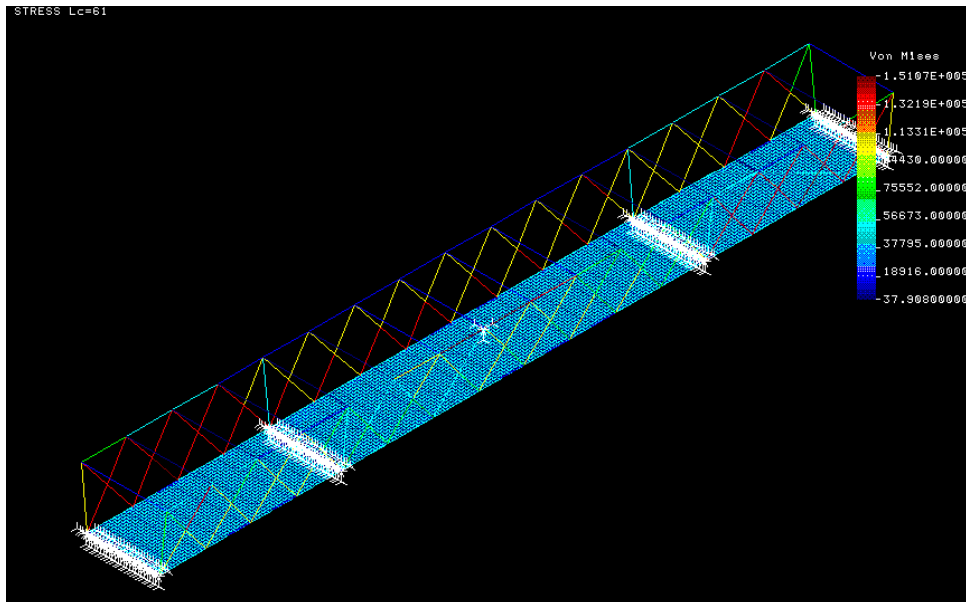


Figura 216: Tensión de Von Mises de la estructura cuando actúa el caso de carga 61.

**Caso de carga 62:** Peso propio de la estructura y acción del vehículo pesado aplicado en la zona central del puente.

Se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio y de 1.5 para la acción del vehículo pesado.

Flecha máxima: 14,57mm

Tensión máxima de Von Mises: 268159 Pa en el elemento barra.

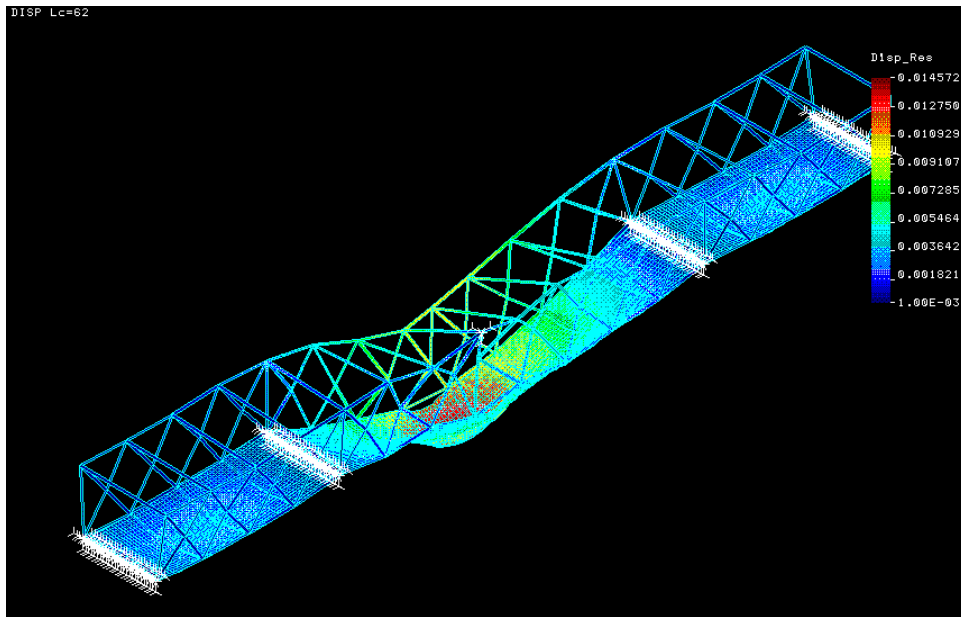


Figura 217: Grafico de desplazamiento de la estructura mostrando su deformada.

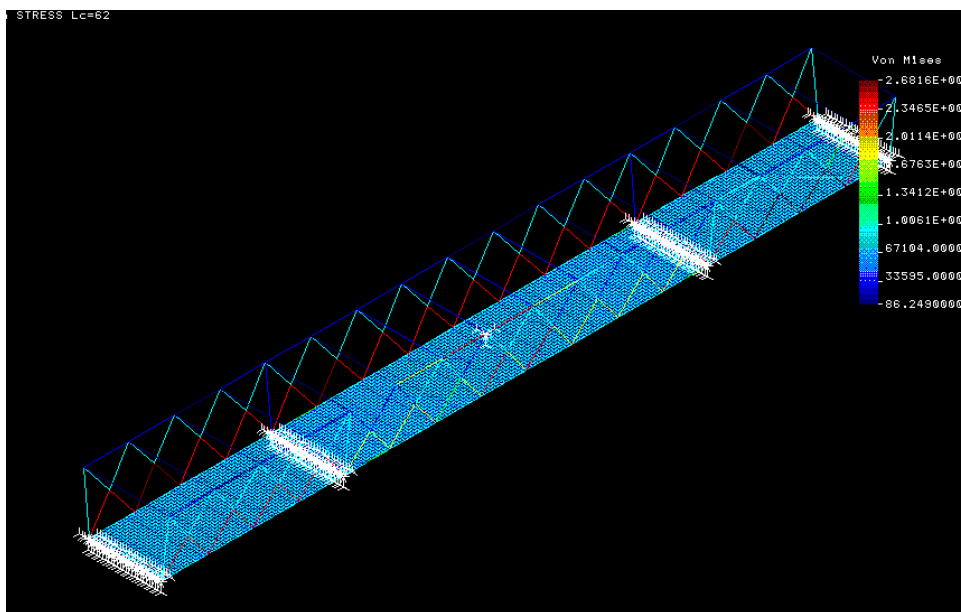


Figura 218: Tensión de Von Mises de la estructura cuando actúa el caso de carga 62.

**Caso de carga 63:** Peso propio de la estructura y acción del vehículo pesado centrado en el tramo central del puente.

Flecha máxima: 14,35mm

Tensión máxima de Von Mises: 75193 Pa en el elemento barra.

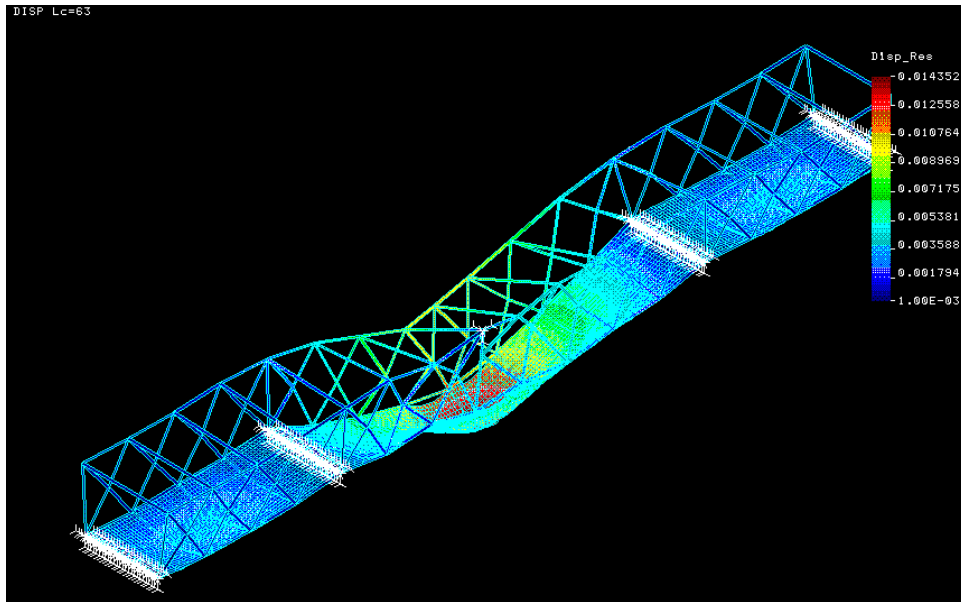


Figura 219: Grafico de desplazamiento de la estructura mostrando su deformada.

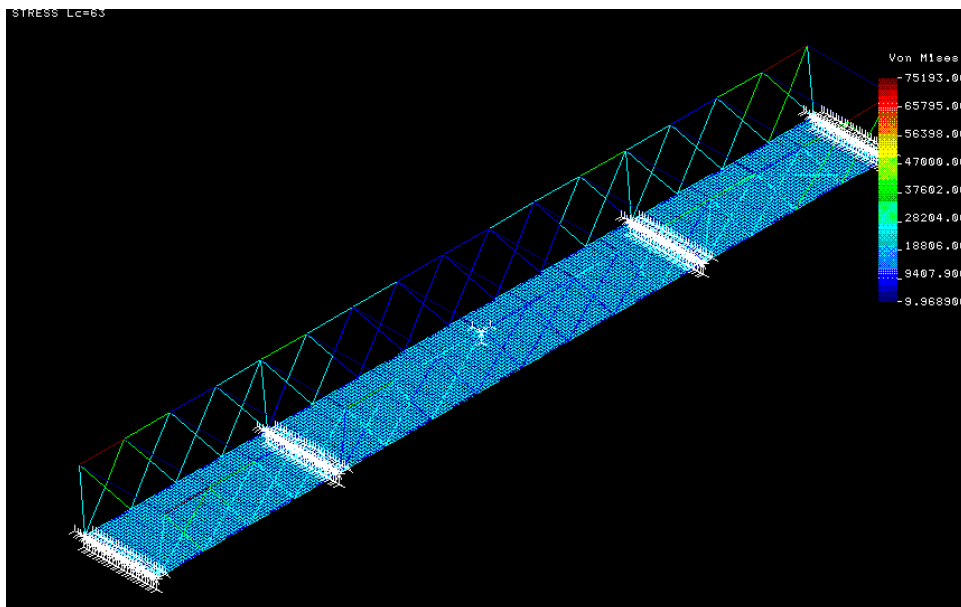


Figura 220: Tensión de Von Mises de la estructura cuando actúa el caso de carga 63.

**Caso de carga 64:** Peso propio de la estructura y vehículo pesado en la zona central del puente apoyado totalmente en el tablero.

Flecha máxima: 14,57mm

Tensión máxima de Von Mises: 6171 Pa en el elemento barra.

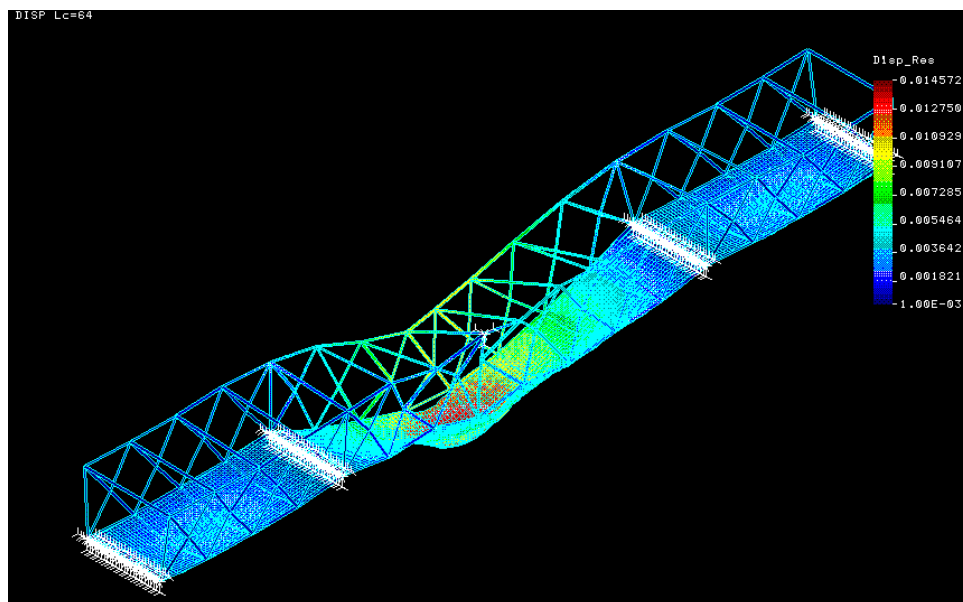


Figura 221: Grafico de desplazamiento de la estructura mostrando su deformada.

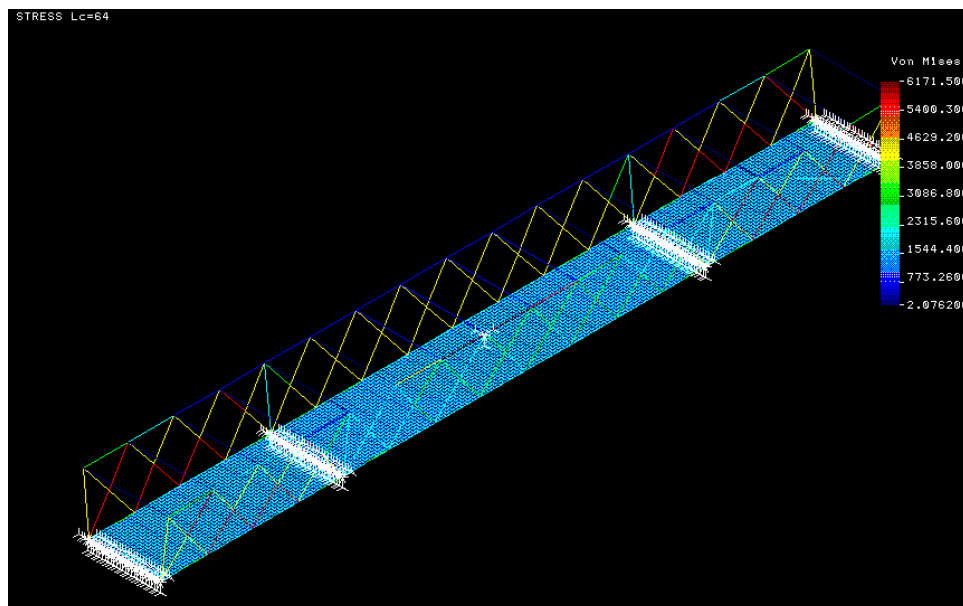


Figura 222: Tensión de Von Mises de la estructura cuando actúa el caso de carga 64.



**Caso de carga 65:** Peso propio de la estructura, y acción del vehículo pesado situado centrado sobre el tablero en un lateral del puente.

Se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio y de 1.5 para el resto de acciones actuando sobre la estructura.

Flecha máxima: 9,31mm

Tensión máxima de Von Mises: 85,93 MPa en el elemento barra.

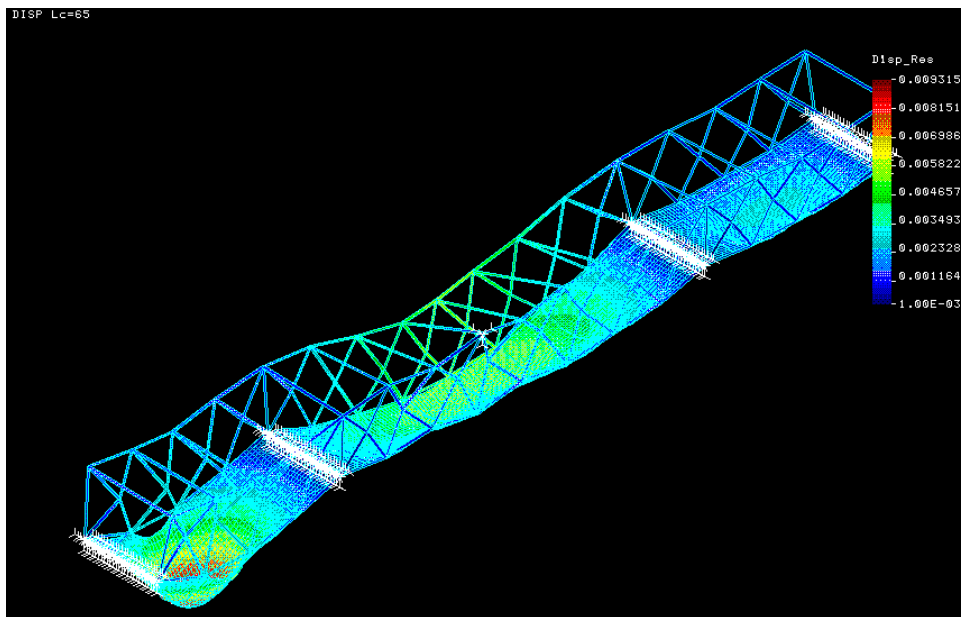


Figura 223: Grafico de desplazamiento de la estructura mostrando su deformada.

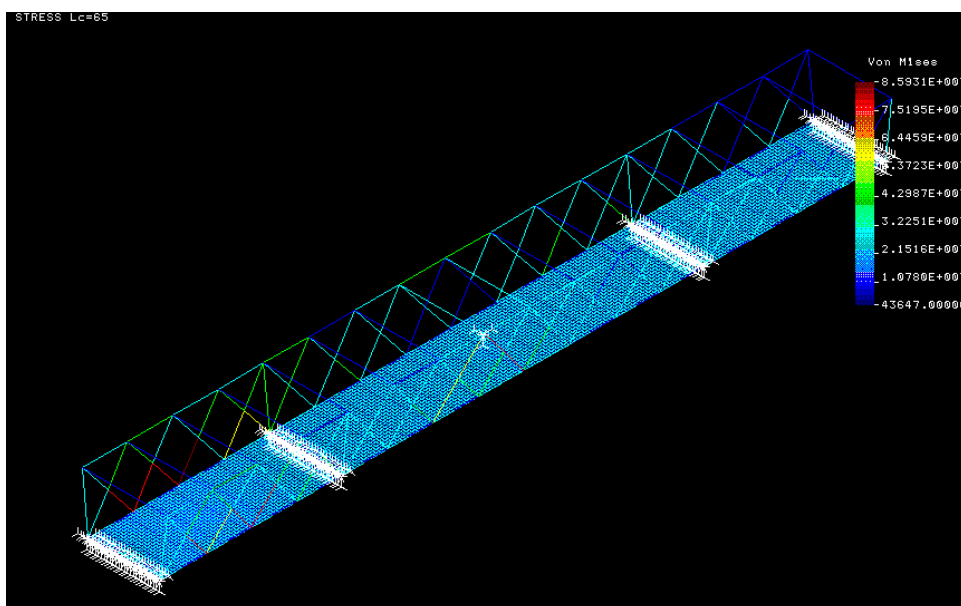


Figura 224: Tensión de Von Mises de la estructura cuando actúa el caso de carga 65.



**Caso de carga 66:** Peso propio de la estructura, y acción del vehículo pesado en el tramo central del puente, situado junto al borde.

Se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio y de 1.5 para el resto de acciones actuando sobre la estructura.

Flecha máxima: 12,73mm

Tensión máxima de Von Mises: 1,78 MPa en el elemento barra.

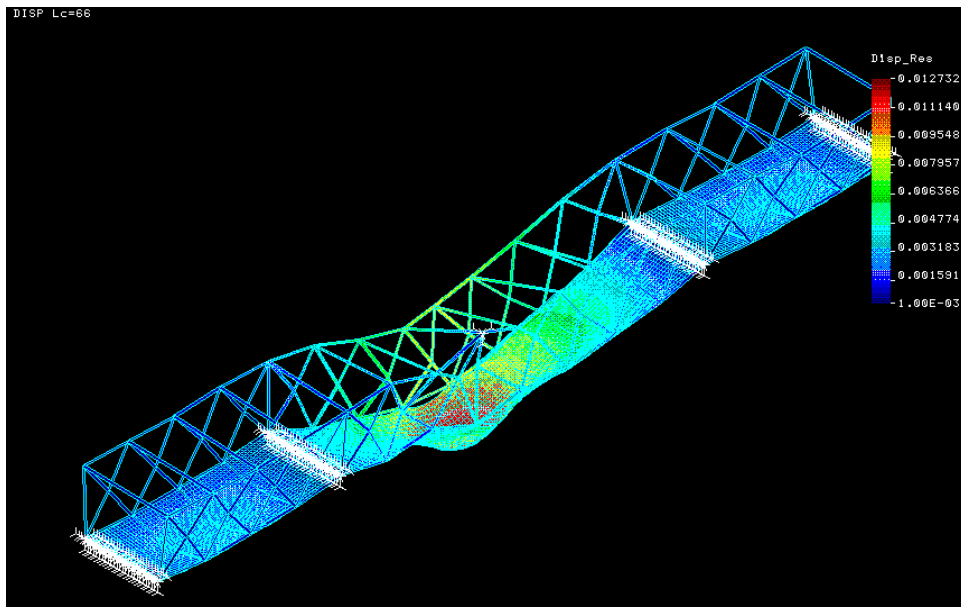


Figura 225: Grafico de desplazamiento de la estructura mostrando su deformada.

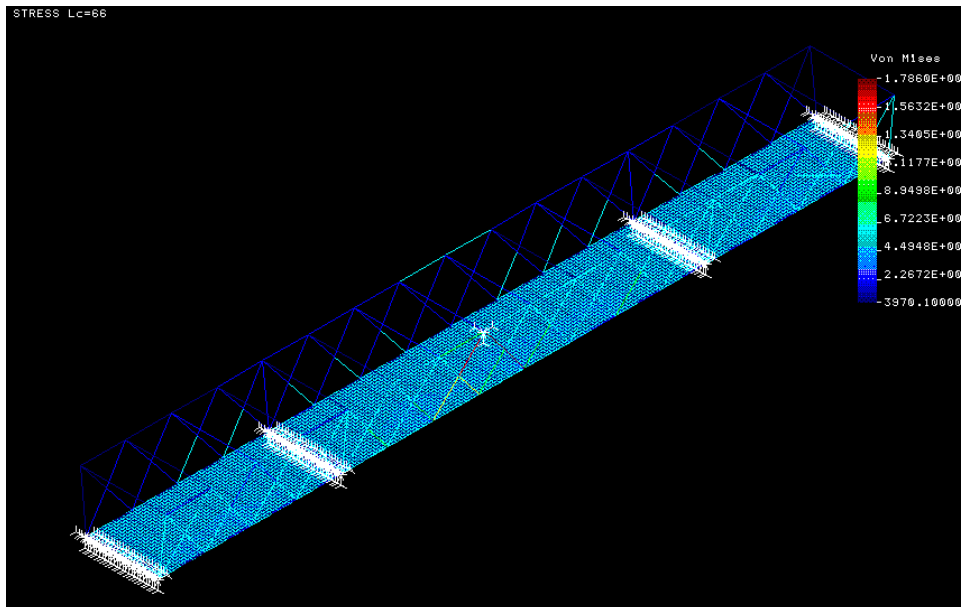


Figura 226: Tensión de Von Mises de la estructura cuando actúa el caso de carga 66.

**Caso de carga 67:** Peso propio de la estructura y acción de un vehículo pesado, actuando en uno de los extremos del puente, situado junto al borde.

Se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio y de 1.5 para el resto de acciones actuando sobre la estructura.

Flecha máxima: 8,78mm

Tensión máxima de Von Mises: 178,44MPa en el elemento barra.

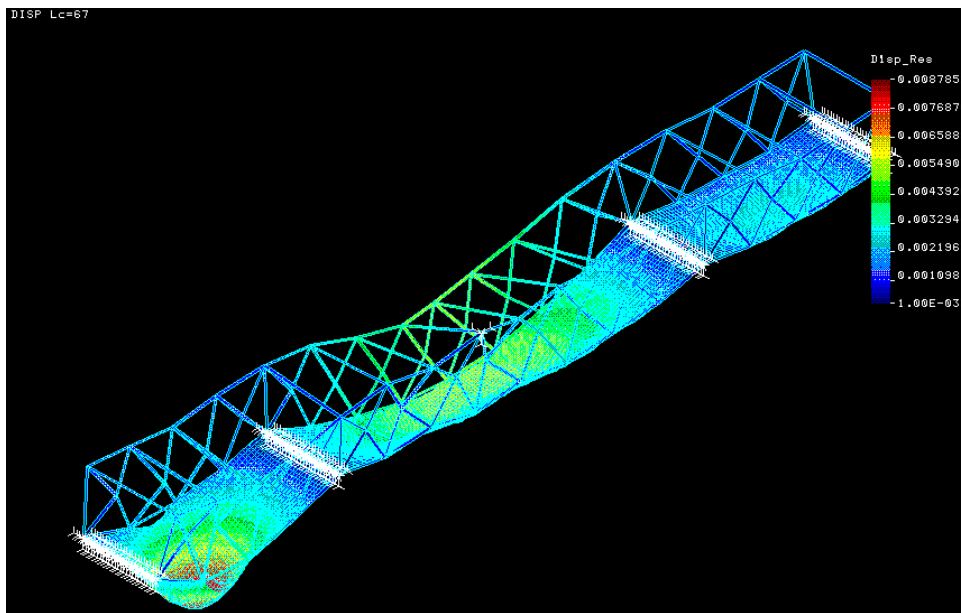


Figura 227: Grafico de desplazamiento de la estructura mostrando su deformada.

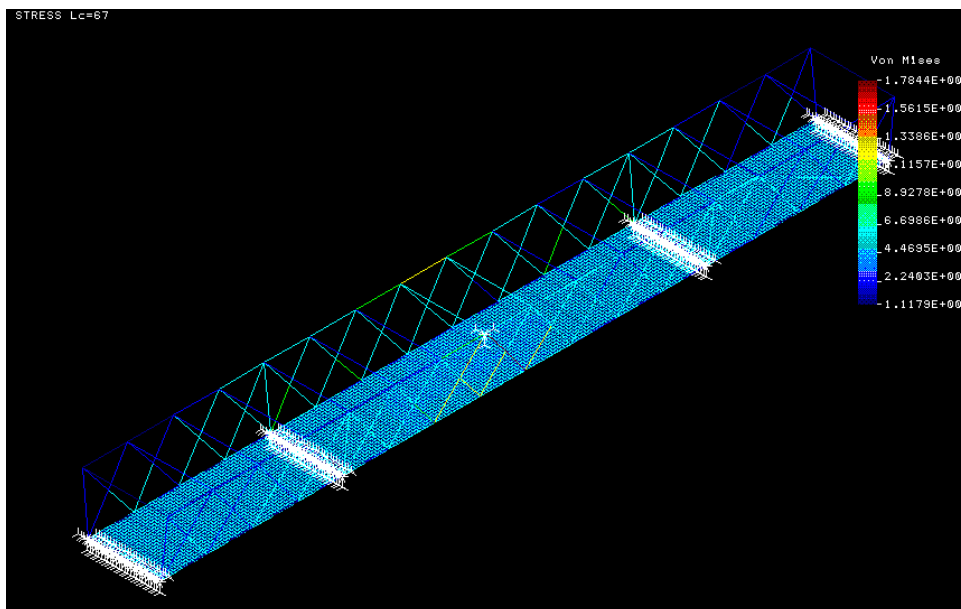


Figura 228: Tensión de Von Mises de la estructura cuando actúa el caso de carga 67.

**Caso de carga 68:** Peso propio de la estructura, vehículo pesado en la zona central del puente, acción del viento transversal y viento longitudinal, viento vertical sobre tablero, momento de vuelco vertical y acción de la carga de nieve sobre todo el tablero.

Se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio y de 1.5 para el resto de acciones actuando sobre la estructura.

Flecha máxima: 14,60mm

Tensión máxima de Von Mises: 138 MPa en el elemento barra.

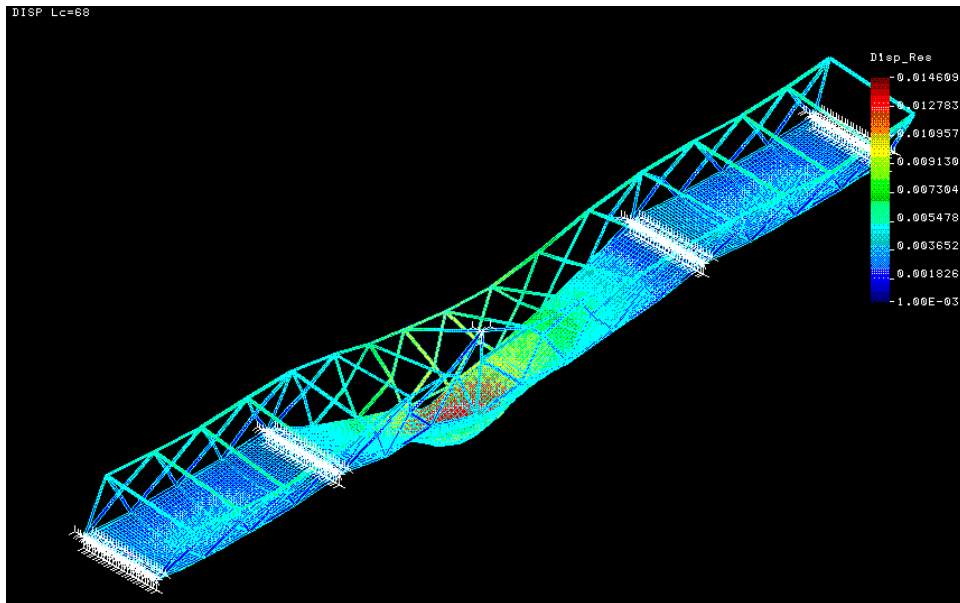


Figura 229: Grafico de desplazamiento de la estructura mostrando su deformada.

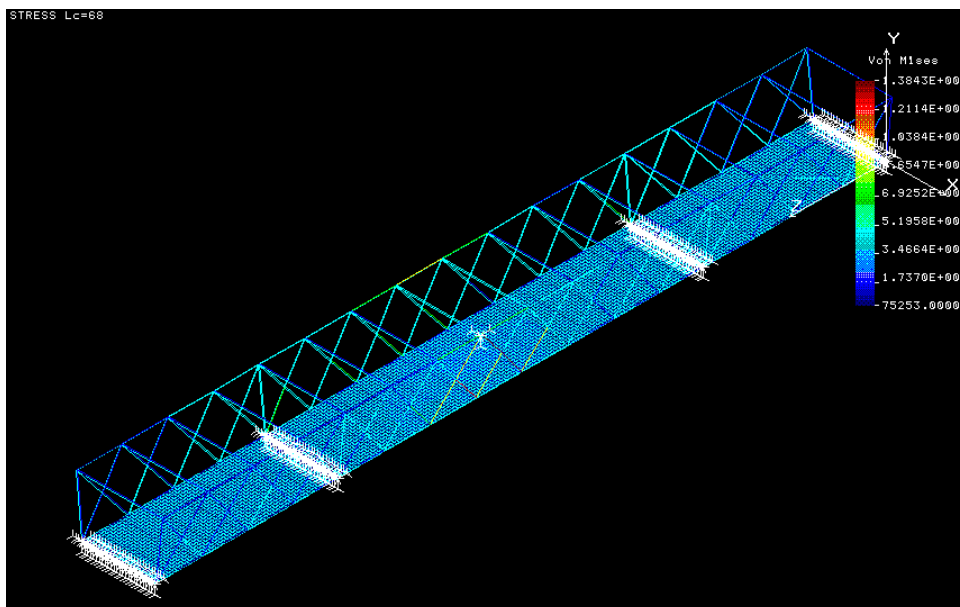


Figura 230: Tensión de Von Mises de la estructura cuando actúa el caso de carga 68.

**Caso de carga 69:** Peso propio de la estructura, sobrecarga a lo largo de todo el tablero, acción del vehículo pesado en la zona central del puente, acción del viento transversal y viento longitudinal, viento vertical sobre tablero, momento de vuelco vertical y acción de la carga de nieve sobre todo el tablero.

Se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio, de 1.5 para las acciones de la sobrecarga, vehículo pesado, momento de vuelco y carga de nieve y un 50% menos de la carga del viento, ya que ésta última actúa junto a la sobrecarga.

Flecha máxima: 18,11mm

Tensión máxima de Von Mises: 175,65 MPa en el elemento barra.

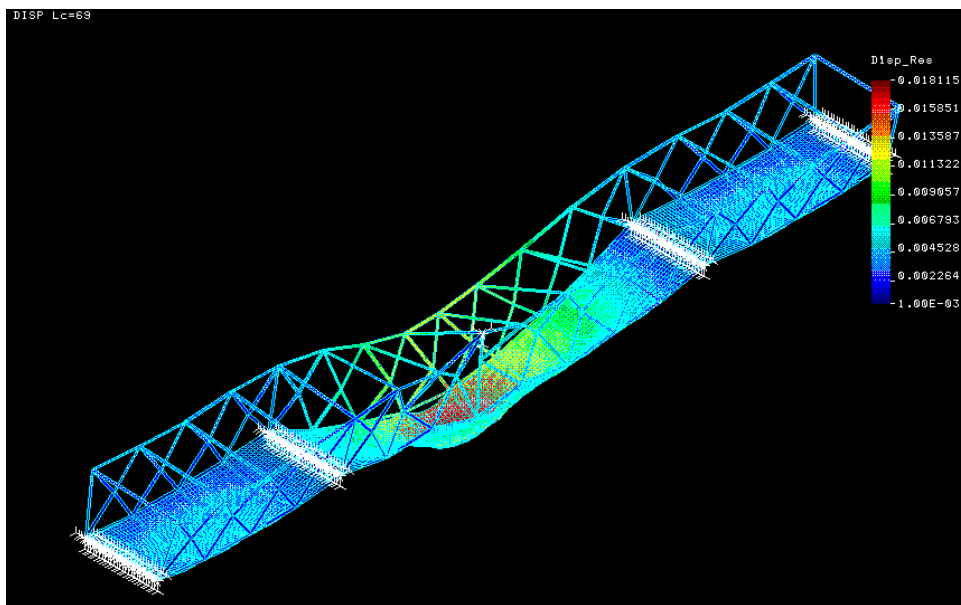


Figura 231: Gráfico de desplazamiento de la estructura mostrando su deformada.

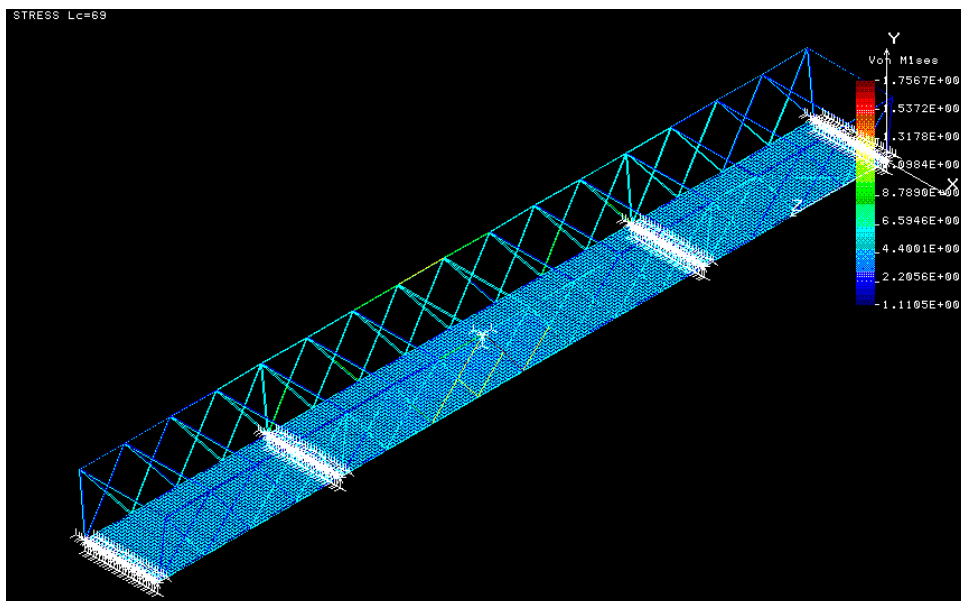


Figura 232: Tensión de Von Mises de la estructura cuando actúa el caso de carga 69.

**Caso de carga 70:** Peso propio de la estructura, acción del viento transversal sobre estructura y tablero acción del viento longitudinal y viento vertical sobre tablero en dirección de Y negativa.

Se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio y de 1.5 para la acción del viento.

Flecha máxima: 6,03mm

Tensión máxima de Von Mises: 71,8 MPa en el elemento barra.

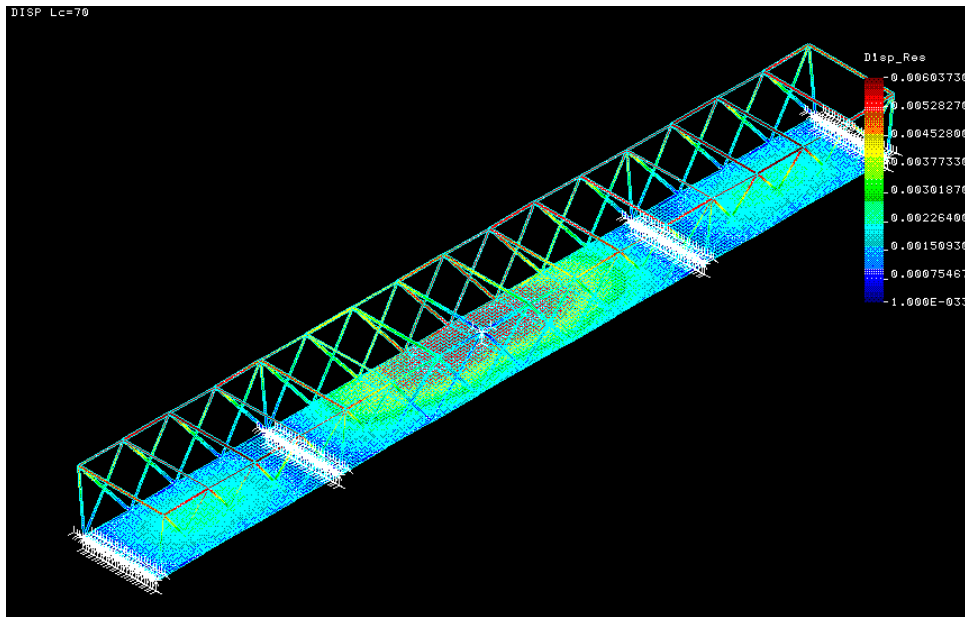


Figura 233: Grafico de desplazamiento de la estructura mostrando su deformada.

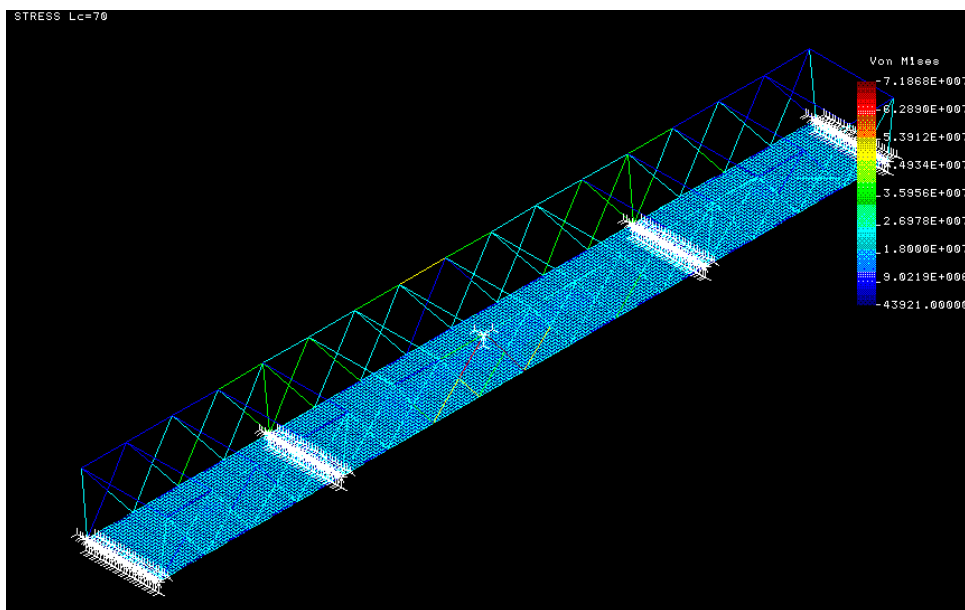


Figura 234: Tensión de Von Mises de la estructura cuando actúa el caso de carga 70.

**Caso de carga 71:** Peso propio de la estructura, sobrecarga a lo largo de todo el tablero, acción del vehículo pesado actuando en la zona central del puente, acción del viento vertical sobre tablero y acción de la carga de nieve sobre todo el tablero.

Se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio y de 1.5 para el resto de las acciones actuando sobre el puente.

Flecha máxima: 18,44mm

Tensión máxima de Von Mises: 178,44 MPa en el elemento barra.

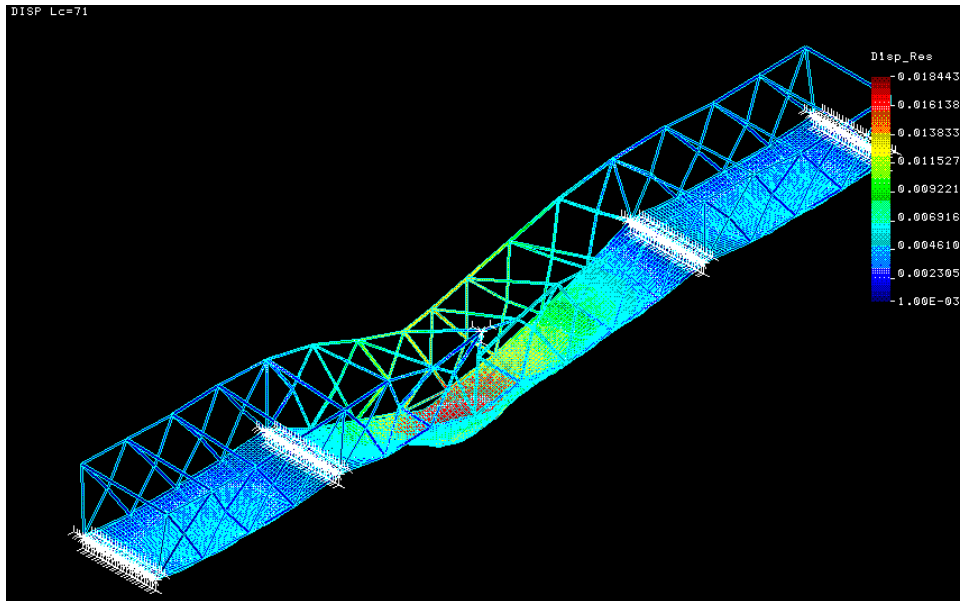


Figura 235: Gráfico de desplazamiento de la estructura mostrando su deformada.

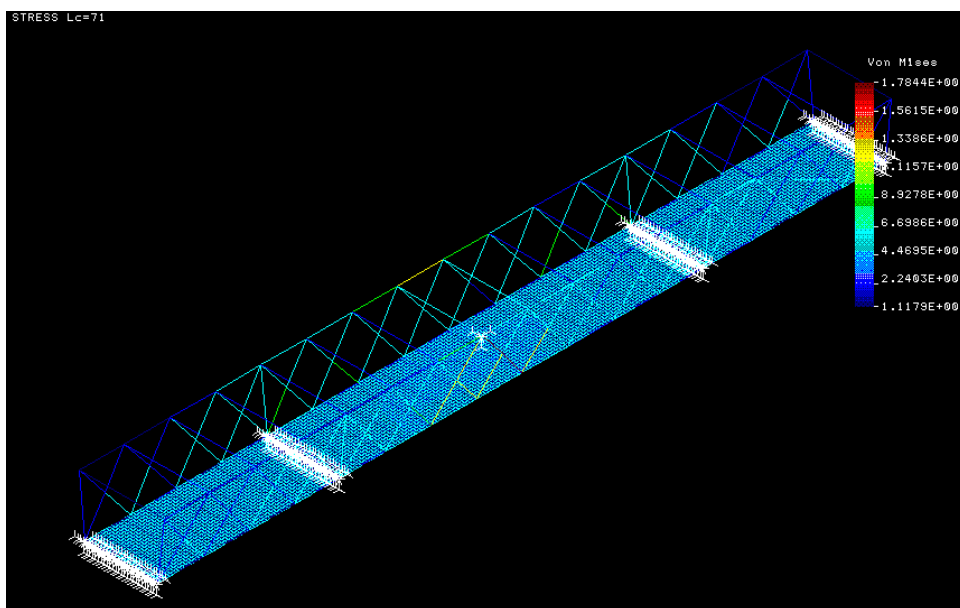


Figura 236: Tensión de Von Mises de la estructura cuando actúa el caso de carga 71.

**Caso de carga 75:** Peso propio de la estructura, sobrecarga en un solo extremo del puente y carga de nieve en el mismo extremo del puente que donde actúa la sobrecarga.

Se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio y de 1.5 para el resto de las acciones actuando sobre el puente.

Flecha máxima: 6,00mm

Tensión máxima de Von Mises: 99,66 MPa en el elemento barra.

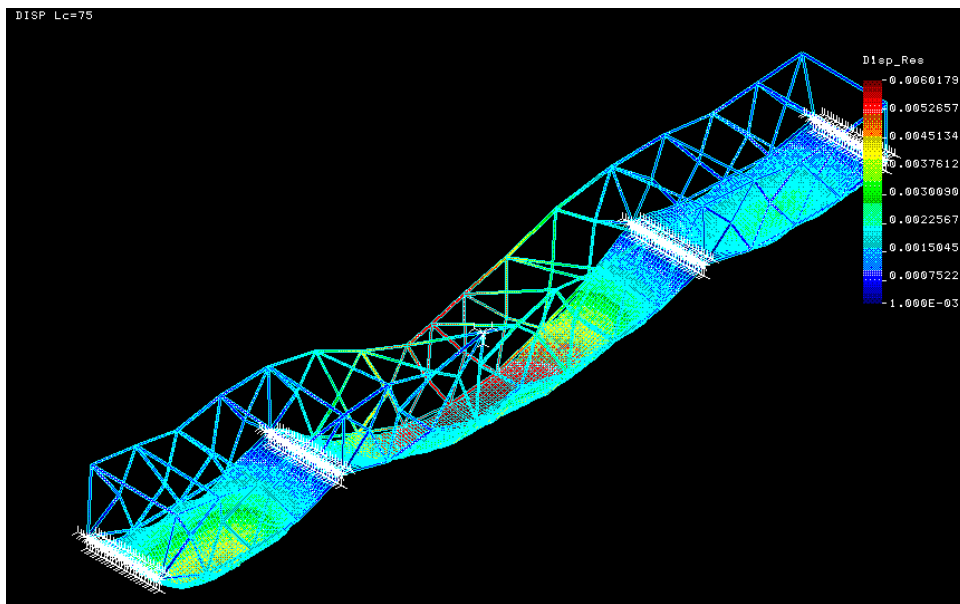


Figura 237: Grafico de desplazamiento de la estructura mostrando su deformada.

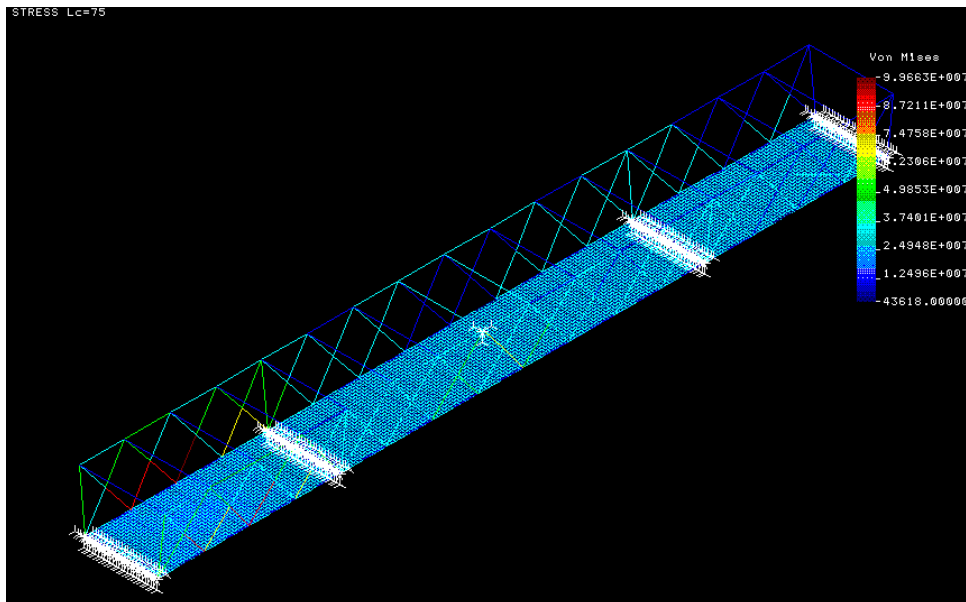


Figura 238: Tensión de Von Mises de la estructura cuando actúa el caso de carga 75.



**Caso de carga 76:** Peso propio de la estructura, sobrecarga en un solo extremo del puente, carga de nieve y acción del vehículo pesado, actuando en el mismo extremo del puente que donde actúa la sobrecarga.

Se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio y de 1.5 para el resto de las acciones actuando sobre el puente.

Flecha máxima: 11,17mm

Tensión máxima de Von Mises: 99,6 MPa en el elemento barra.

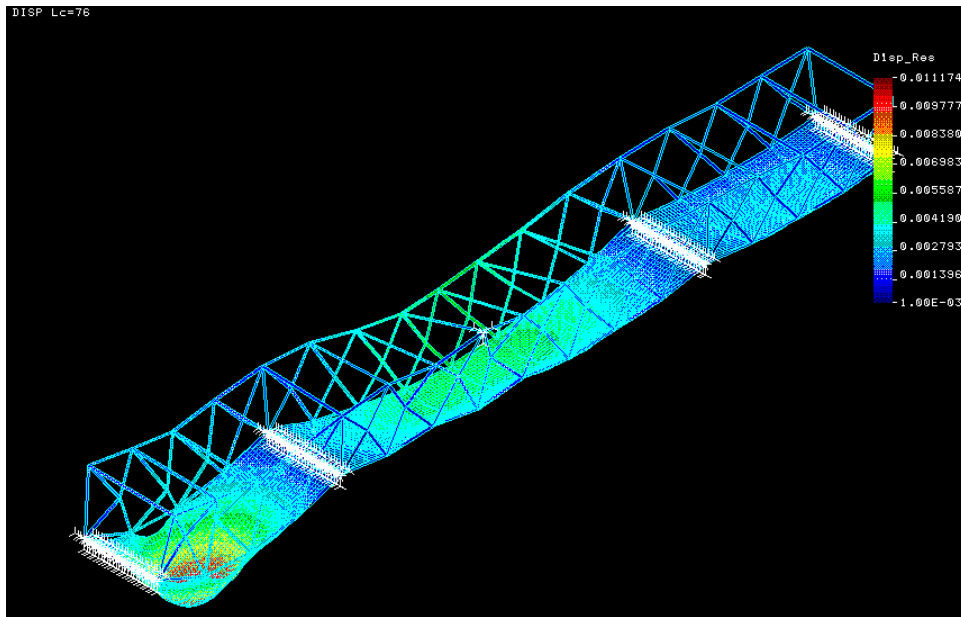


Figura 239: Gráfico de desplazamiento de la estructura mostrando su deformada.

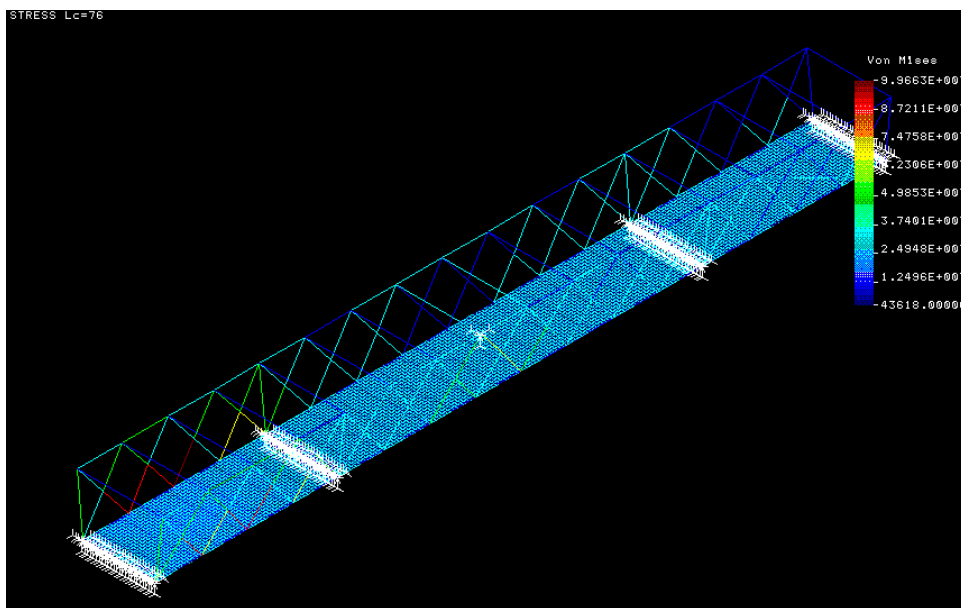


Figura 240: Tensión de Von Mises de la estructura cuando actúa el caso de carga 76.



**Caso de carga 80:** Peso propio de la estructura, sobrecarga a lo largo de todo el tablero, acción del vehículo pesado en uno de los laterales del puente, acción del viento transversal y del viento vertical sobre tablero, momento de vuelco vertical y acción de la carga de nieve sobre todo el tablero.

Se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio y de 1.5 para el resto de las acciones actuando sobre el puente.

Flecha máxima: 11,00mm

Tensión máxima de Von Mises: 268159 Pa en el elemento barra.

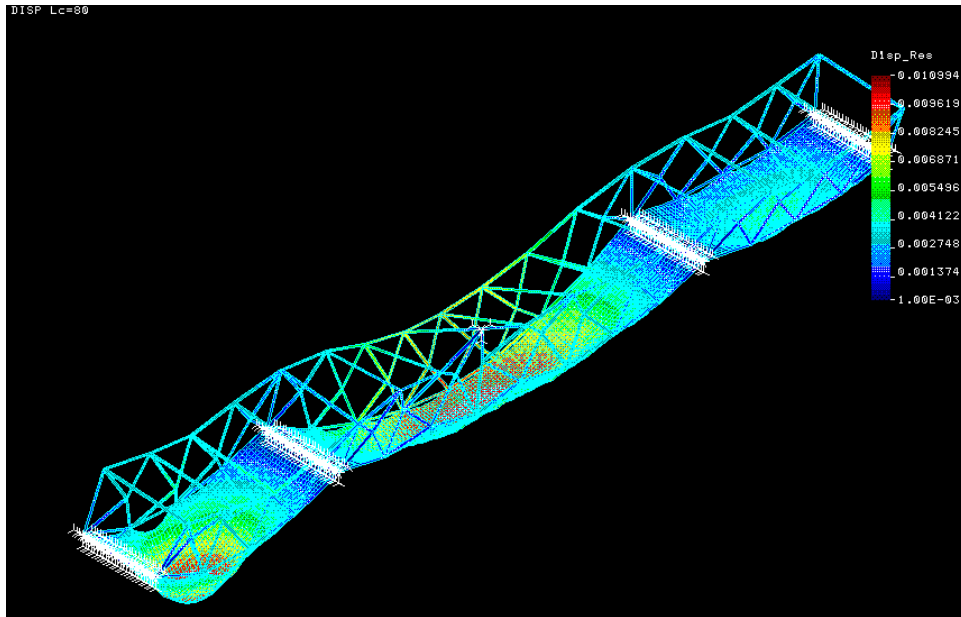


Figura 241: Grafico de desplazamiento de la estructura mostrando su deformada.

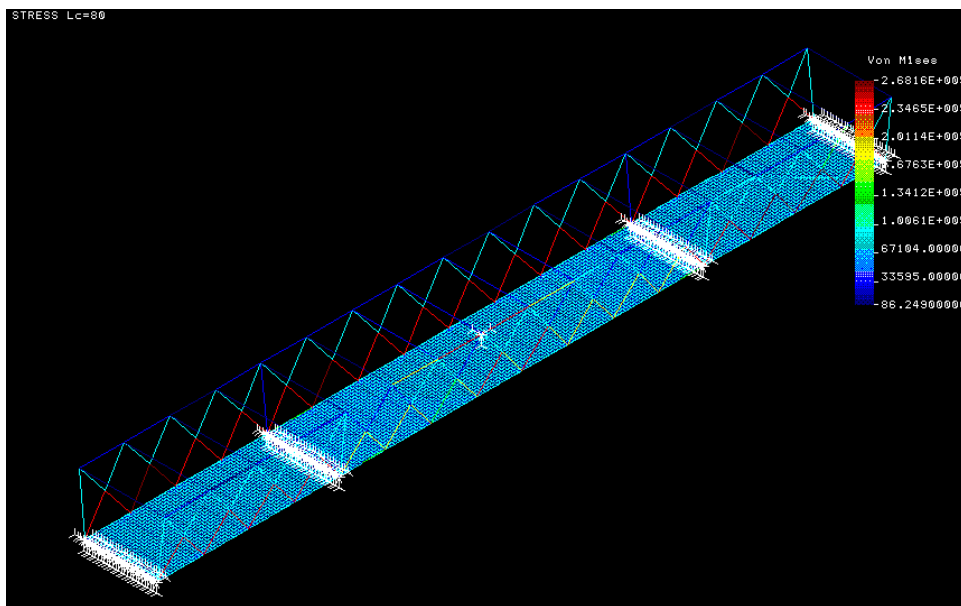


Figura 242: Tensión de Von Mises de la estructura cuando actúa el caso de carga 80.

A modo resumen, la siguiente tabla muestra para el modelo FEM analizado, los resultados obtenidos para todos los casos de carga analizados:

puente-new-11									
Modelo FEM Cosmos	Load case	Vigas Base	Vigas celosia	Vigas laterales grandes	Espesor tablero (m)	Tipo de sollicitacion	Coef ponderacion cargas aplicado	Max. Desplazamiento	Carga máx. Von Mises
puente-new-11	51	HEB 240	D244,5 t14	D244,5 t14	0,3	Peso propio	SI	6,12mm	7,205E7 elemnto 84
puente-new-11	52	HEB 240	D244,5 t14	D244,5 t14	0,3	Pepo propio+sobrecarga	SI	9,47mm	2,4928E7 elemnto 84
puente-new-11	53	HEB 240	D244,5 t14	D244,5 t14	0,3	Peso propio+ Nieve	SI	6,34mm	7,50E7 elemnto 84 7,30E7 elemento 131
puente-new-11	57	HEB 240	D244,5 t14	D244,5 t14	0,3	Peso propio+Viento longitudinal	SI	6,13 mm	151065 elemnto 11
puente-new-11	59	HEB 240	D244,5 t14	D244,5 t14	0,3	Peso propio+Viento vertical tablero	SI	6,41 mm	151065 elemnto 11
puente-new-11	58	HEB 240	D244,5 t14	D244,5 t14	0,3	Peso propio+Viento transversal	SI	6,04 mm	151065 elemnto 11
puente-new-11	60	HEB 240	D244,5 t14	D244,5 t14	0,3	Peso propio+Momento vuelco vertical	SI	6,02 mm	151065 elemnto 11
puente-new-11	61	HEB 240	D244,5 t14	D244,5 t14	0,3	Peso propio+Momento vuelco vertical en Sentido Z negativas	SI	6,23mm	151065 elemnto 11
puente-new-11	62	HEB 240	D244,5 t14	D244,5 t14	0,3	Peso propio+Vehículo pesado (zona Central)	SI	14,57mm	268159 elemnto 77
puente-new-11	56	HEB 240	D244,5 t14	D244,5 t14	0,3	Peso propio+Viento transversal+Nieve	SI	6,22mm	174236 elemnto 11 168438 elemnto 12
puente-new-11	70	HEB 240	D244,5 t14	D244,5 t14	0,3	Peso propio+Viento transversal+Viento longitudinal+Viento vertical ( Y -)+ Momento vuelco	SI	6,00mm	7,18E7 elemnto 84 7E7 elemnto 131
puente-new-11	68	HEB 240	D244,5 t14	D244,5 t14	0,3	Peso propio+ todas las acciones actuando a excepción de la sobrecarga	SI	14,60mm	1,3843E8 elemnto 84 1,36868E8 elemnto 131
puente-new-11	69	HEB 240	D244,5 t14	D244,5 t14	0,3	Todas las acciones actuando a la vez (vehículo pesado en el centro del puente)	SI	18,11mm	1,7567E8 elemnto 84 1,71592E8 elemnto 131
puente-new-11	63	HEB 240	D244,5 t14	D244,5 t14	0,3	Peso propio+ vehículo pesado en zona central puente	SI	14,35mm	75193,4 elemnto 18
puente-new-11	64	HEB 240	D244,5 t14	D244,5 t14	0,3	Peso propio+ vehículo pesado en zona central puente solo apoyado en tablero	SI	14,57mm	6171,52 elemnto 11
puente-new-11	65	HEB 240	D244,5 t14	D244,5 t14	0,3	Peso propio+ vehículo pesado en un lateral del puente	SI	9,31mm	8,59E7 elemnto
puente-new-11	66	HEB 240	D244,5 t14	D244,5 t14	0,3	Peso propio+ vehículo pesado en zona central del puente en el extremo	SI	12,73mm	1,786E6 elemnto 84 1,74E6 elemnto 131
puente-new-11	67	HEB 240	D244,5 t14	D244,5 t14	0,3	Peso propio+ vehículo pesado en zona lateral del puente en el extremo	SI	8,78mm	8,54E7elemnto 94
puente-new-11	80	HEB 240	D244,5 t14	D244,5 t14	0,3	Todas las acciones actuando a la vez a excepción del viento longitudinal	SI	11,00mm	268159 elemnto 77
puente-new-11	71	HEB 240	D244,5 t14	D244,5 t14	0,3	Peso propio+Sobrecarga+ Vehículo pesado centrado en el puente+ viento vertical+Nieve	SI	18,44mm	1,7844E8 elemnto 84 1,7433E8 elemnto 131
puente-new-11	75	HEB 240	D244,5 t14	D244,5 t14	0,3	Peso propio+ Sobrecarga+ Nieve	SI	6,00mm	7,1020E7 elemnto 84 6,89E7 elemnto 131

Tabla 67: Resumen de resultados obtenidos para el puente en configuración “puente-new-11”

## D. CASOS DE CARGA CALCULADOS PARA EL PUENTE EN MATERIALES COMPUESTOS.

### Gráficos del desplazamiento de la estructura.

Las configuraciones estudiadas para el puente en materiales compuestos han sido las siguientes:

CONFIGURACIONES CALCULADAS PARA EL TABLERO			
Nombre FEM	Configuracion laminado	Espesor piel laminado (mm)	Espesor del nucleo (mm)
Composite 1	[ 0 <sub>6</sub> / 90 <sub>2</sub> / +45 <sub>1</sub> / -45 <sub>1</sub> ] <sub>2S</sub>	7.36	250
Composite 2	[ 0 <sub>6</sub> / 90 <sub>2</sub> / +45 <sub>1</sub> / -45 <sub>1</sub> ] <sub>2S</sub>	7.36	200
Composite 4	[ 0 <sub>6</sub> / 90 <sub>2</sub> / +45 <sub>1</sub> / -45 <sub>1</sub> ] <sub>2S</sub>	7.36	300
Composite 5	[ 0 <sub>7</sub> / 90 <sub>2</sub> / +45 <sub>1</sub> / -45 <sub>1</sub> ] <sub>2S</sub>	7.856	300
Composite 6	[ 0 <sub>6</sub> / 90 <sub>2</sub> / 0 <sub>1</sub> / 90 <sub>1</sub> ] <sub>2S</sub>	7.36	300

Tabla 68: Configuraciones analizadas para el tablero del puente en materiales compuestos.

Mientras que la configuración de las vigas no ha cambiado, y ha sido la siguiente:

CONFIGURACION VIGAS BASE (seccion en I)					
Material	Configuracion laminado	Altura total (mm)	Base Total (mm)	Espesor altura (mm)	espesor anchura (mm)
FC-1	[ 0 <sub>6</sub> / 90 <sub>2</sub> / +45 <sub>1</sub> / -45 <sub>1</sub> ] <sub>SS</sub>	300.00	300.00	18.4	18.4

Tabla 69: Dimensionamiento de las Vigas en I de la base del puente, para todos las configuraciones del puente calculadas.

CONFIGURACION VIGAS CELOSIA (seccion tubular)			
Material	Configuracion laminado	Radio (mm)	Espesor tubo (mm)
FC-1	[ 0 <sub>6</sub> / 90 <sub>2</sub> / +45 <sub>1</sub> / -45 <sub>1</sub> ] <sub>SS</sub>	150.00	18.40

Tabla 70: Dimensionamiento de las Vigas de sección circular hueca de la base del puente, para todos las configuraciones del puente calculadas.

Por otra parte, en el siguiente cuadro resumen se muestran los casos de carga a los que se ha sometido a la estructura durante el cálculo y la combinación de acciones en que consiste cada uno de los casos de carga aplicados:

# COMBINACIÓN DE ACCIONES SOBRE EL PUENTE EN MATERIALES COMPUESTOS

load case	Peso propio (G)	Sobrecarga vertical uniforme (Su)	Peso vehiculo Pesado (Pv)	VIENTO sobre estructura transversal (Ve tran)	VIENTO sobre estructura longitudinal I (Ve lon)	VIENTO transversal sobre tableros (Vt tran)	VIENTO Vertical tableros (Vt ver)	Momento de vuelco VERTICAL (Mv)	NIEVE (N)	Descripcion
1										SIN PONDERACIÓN DE CARGA
51	P									1,35 PONDERACION
2		1								SIN PONDERACIÓN DE CARGA Sobre toda la superficie del tablero
3									1	SIN PONDERACIÓN DE CARGA Sobre toda la superficie del tablero
11					1					SIN PONDERACION DE CARGA
5							1			SIN PONDERACION DE CARGA
19			1							Parte Central del Puente, centrado en X y Z ( alargado) Apoyado solo en tablero
4				1		1				SIN PONDERACIÓN DE CARGA (LC-4 + LC-6 + LC-8 + LC-9 + LC-7 + LC-10)
52	P	1P								LC-51 + 1,50 LC-2
53	P								1P	LC-51 + 1,50 LC-3

Tabla 71: Casos de carga aplicados a la estructura en material compuesto, y acciones que engloba cada caso de carga. La “P” dentro de cada acción denota que a la carga de dicha acción le han sido aplicados los coeficientes de ponderación que dicta la normativa.

**COMBINACIÓN DE ACCIONES SOBRE EL PUENTE EN MATERIALES COMPUESTOS (Continuación)**

load case	Peso propio (G)	Sobrecarga vertical uniforme (Su)	Peso vehiculo Pesado (Pv)	VIENTO sobre estructura transversal (Ve tran)	VIENTO sobre estructura longitudinal I (Ve lon)	VIENTO transversal sobre tableros (Vt tran)	VIENTO Vertical tableros (Vt ver)	Momento de vuelco VERTICAL (Mv)	NIEVE (N)	Descripcion
56	P			P		P			1P	LC-51 + 1,50 LC-4+1.5 LC-3
57	P				1P					LC-51 + 1,50 LC-11
58	P			P		P				LC-51 + 1,50 LC-4
59	P						P			LC-51+1,50 LC-5
62	P		P							LC51+1,5 x LC-17
80	P	P	P	0,5 menos		0,5menos	0,5menos	P	P	LC-51+1,5x LC-2+1,5LC-17+0,75xLC-4+0,75LC-5-1,5 LC-16+1,5LC3
68	P	N/A	P (19)	P	P	P	P	N/a	P	LC-51+1,5 X (LC-19+LC-4+ LC-11+LC-5+LC-3)
69	P	P	P(19)	0,5menos	0,5menos	0,5menos	0,5menos	N/a	P	
70	P			P	P	P	-1			
71	P	P	P(19)				P		P	

Tabla 72: Casos de carga aplicados a la estructura en material compuesto, y acciones que engloba cada caso de carga. La “P” dentro de cada acción denota que a la carga de dicha acción le han sido aplicados los coeficientes de ponderación que dicta la normativa (continuación).

A continuación se describen todas las iteraciones realizadas en el cálculo del puente en materiales compuestos, para cada una de estas iteraciones se muestra el gráfico del campo de desplazamientos del puente, mostrando la deformada sufrida por la estructura ante la aplicación de las acciones externas correspondientes.

En aquellos dimensionamientos en los que durante el cálculo por medio de elementos finitos, se llegara a superar para un caso de carga particular, el criterio de diseño en lo referente a flecha máxima se dejará de iterar, ya que quedaría demostrado que el diseño no satisface las condiciones de deformación requeridas, y se procederá a realizar el cálculo con un nuevo dimensionamiento para la estructura.

Nombre FEM	Configuración laminado	Espesor piel laminado (mm)	Espesor del núcleo (mm)
Composite 1	$[0_6 / 90_2 / +45_1 / -45_1]_{2s}$	7,36	250

**Caso de Carga 51:** (Peso propio de la estructura)

Se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio y de 1.5 para el resto de las acciones actuando sobre el puente.

Flecha máxima: 1,59mm

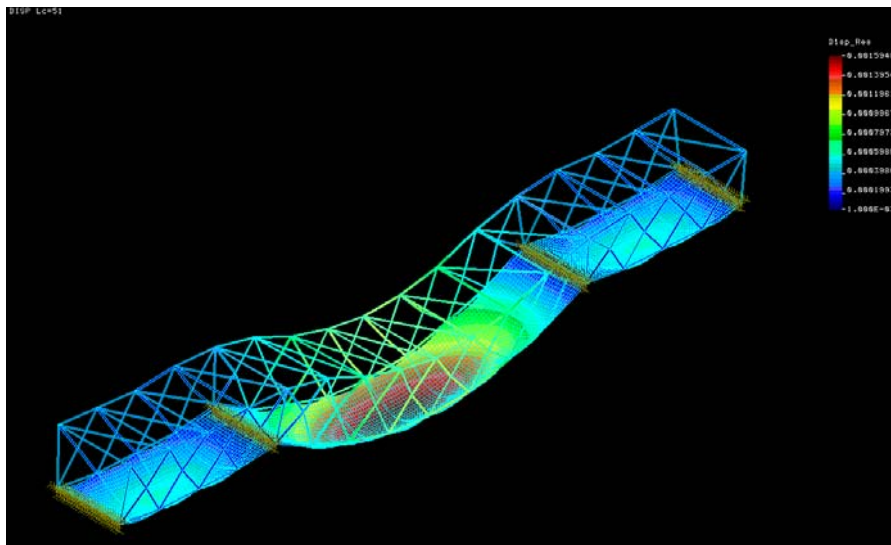


Figura 243: Grafico de desplazamiento de la estructura mostrando su deformada.

**Caso de carga 52:** (Peso propio de la estructura y sobrecarga sobre todo el tablero)

Se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio y de 1.5 para el resto de las acciones actuando sobre el puente.

Flecha máxima: 10,05mm

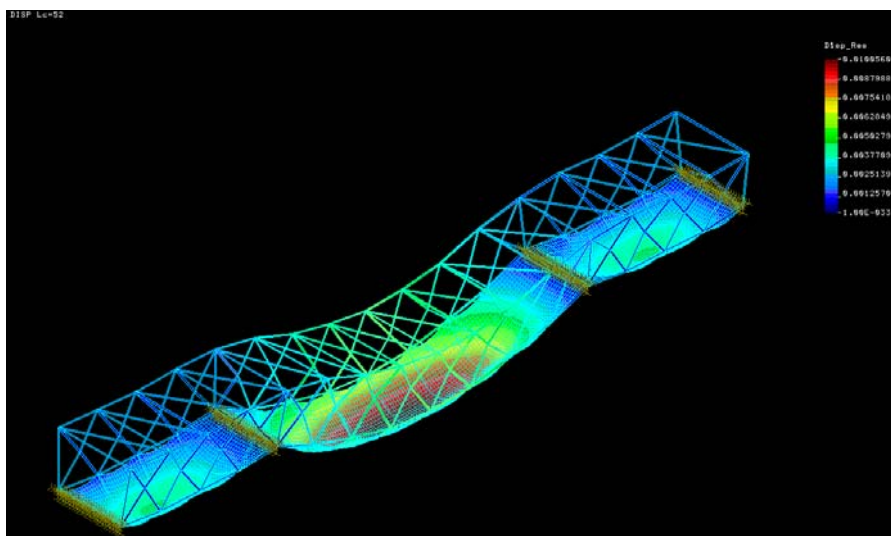


Figura 244: Grafico de desplazamiento de la estructura mostrando su deformada.

**Caso de carga 53:** (Peso propio de la estructura y carga de nieve sobre todo el tablero)

Se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio y de 1.5 para la carga de nieve.

Flecha máxima: 3,90mm

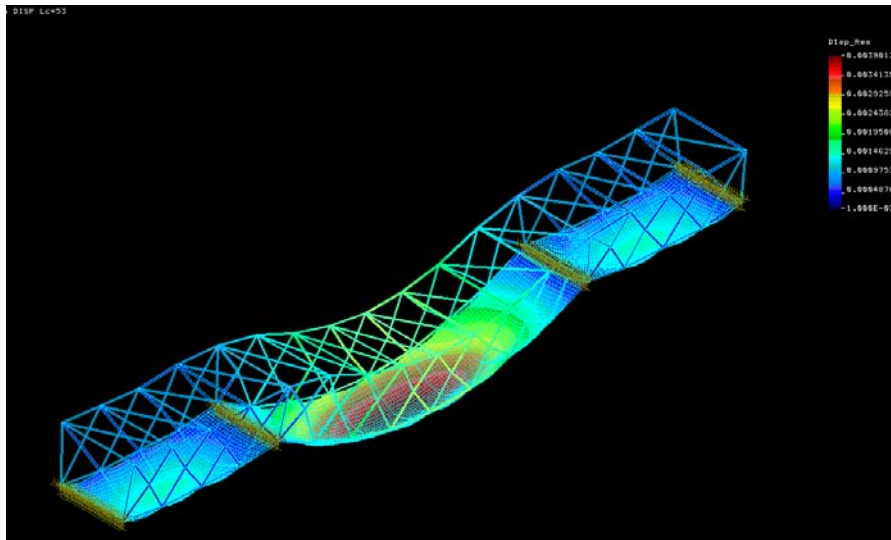


Figura 245: Grafico de desplazamiento de la estructura mostrando su deformada.

**Caso de carga 56:** Peso propio de la estructura, acción del viento transversal sobre el puente y carga de nieve sobre todo el tablero.

Se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio y de 1.5 para la acción del viento y de la nieve.

Flecha máxima: 6,62mm

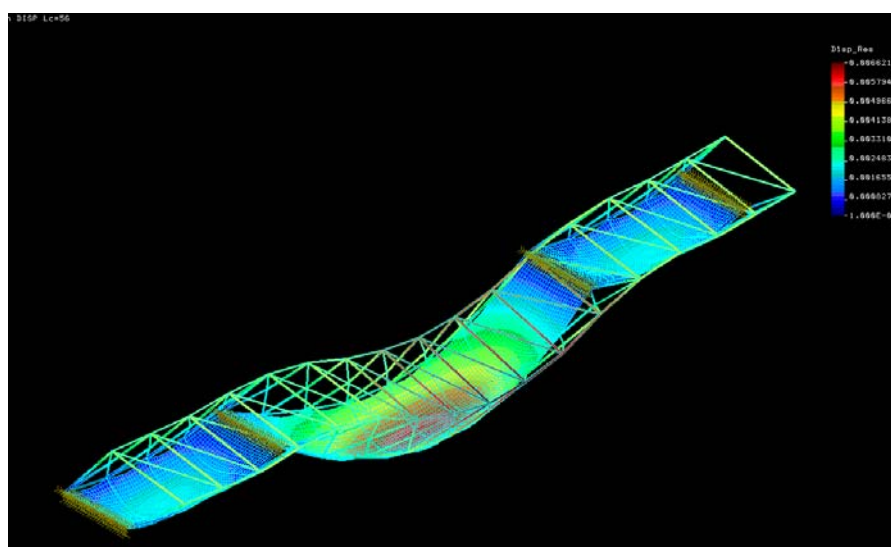


Figura 246: Grafico de desplazamiento de la estructura mostrando su deformada.



**Caso de carga 57:** Peso propio de la estructura y viento longitudinal

Flecha máxima: 3,36mm

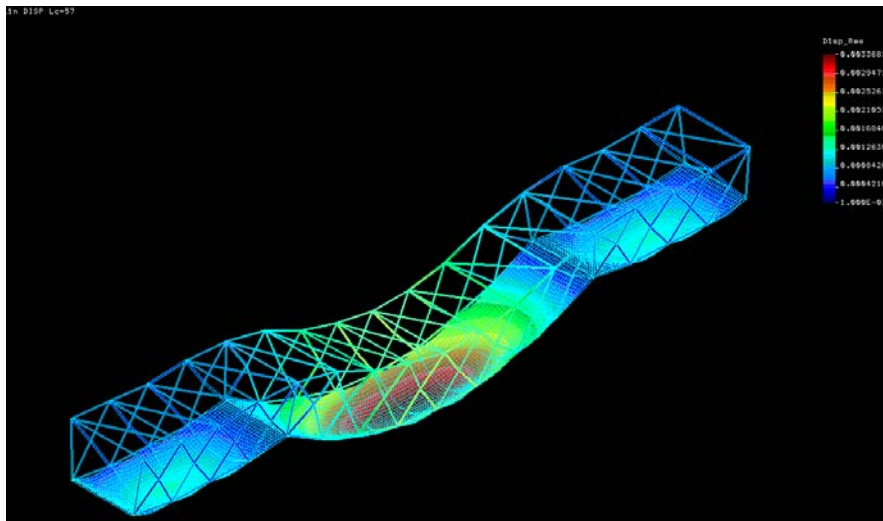


Figura 247: Grafico de desplazamiento de la estructura mostrando su deformada.

**Caso de carga 58:** Peso propio de la estructura y viento transversal actuando sobre el tablero y la estructura.

Se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio y de 1.5 para la carga de viento.

Flecha máxima: 5,61mm

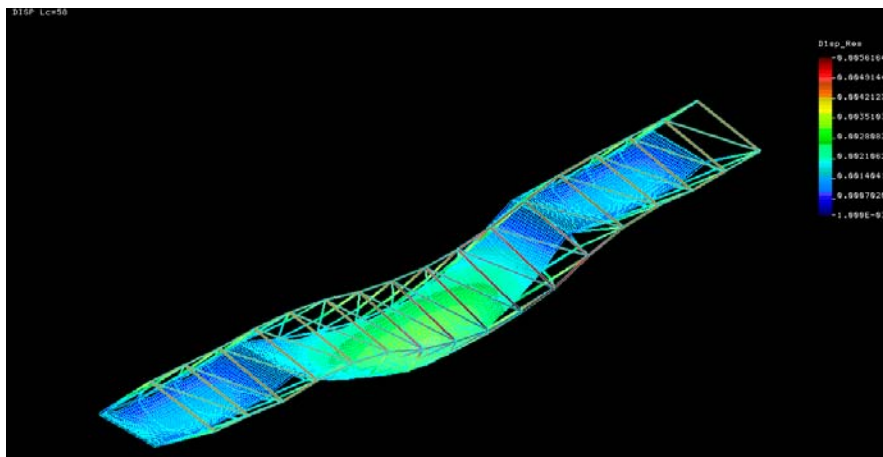


Figura 248: Grafico de desplazamiento de la estructura mostrando su deformada.

**Caso de carga 62:** Peso propio de la estructura y acción del vehículo pesado aplicado en la zona central del puente.

Se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio y de 1.5 para la acción del vehículo pesado.

Flecha máxima: 21,60mm en el tablero

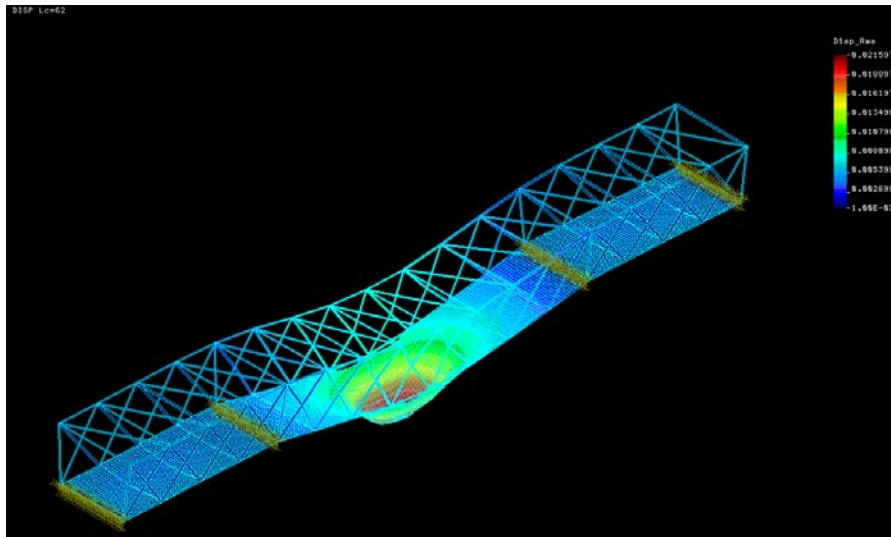


Figura 249: Grafico de desplazamiento de la estructura mostrando su deformada.

**Caso de carga 80:** Peso propio de la estructura, sobrecarga a lo largo de todo el tablero, acción del vehículo pesado en uno de los laterales del puente, acción del viento transversal y del viento vertical sobre tablero, momento de vuelco vertical y acción de la carga de nieve sobre todo el tablero.

Se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio y de 1.5 para el resto de las acciones actuando sobre el puente.

Flecha máxima: 34,40mm en el tablero y 17,20mm en las barras → Flecha superior a la admisible en las barras.

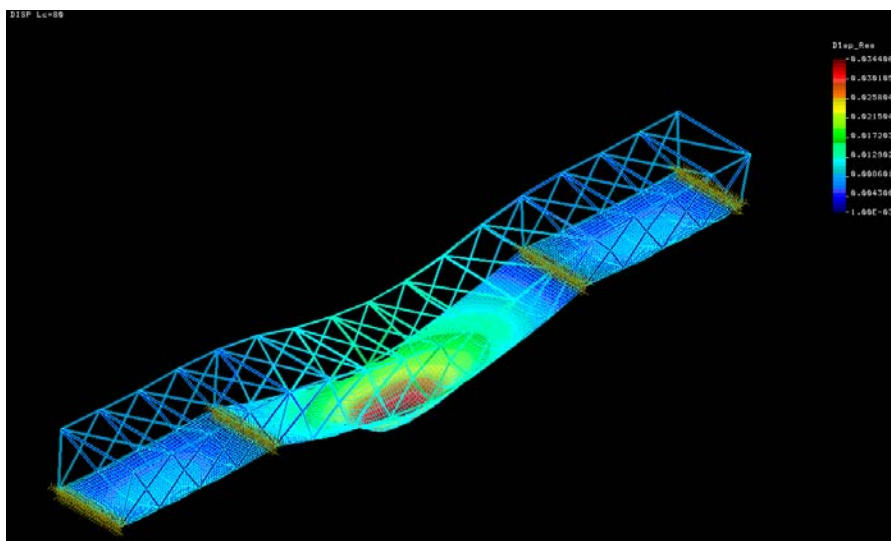


Figura 250: Grafico de desplazamiento de la estructura mostrando su deformada.

**Caso de carga 68:** Peso propio de la estructura, vehículo pesado en la zona central del puente, acción del viento transversal y viento longitudinal, viento vertical sobre tablero, momento de vuelco vertical y acción de la carga de nieve sobre todo el tablero. Se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio y de 1.5 para el resto de acciones actuando sobre la estructura.

Flecha máxima: 29,81mm en el tablero y 14,90mm en las barras → Flecha superior a la admisible en las barras.

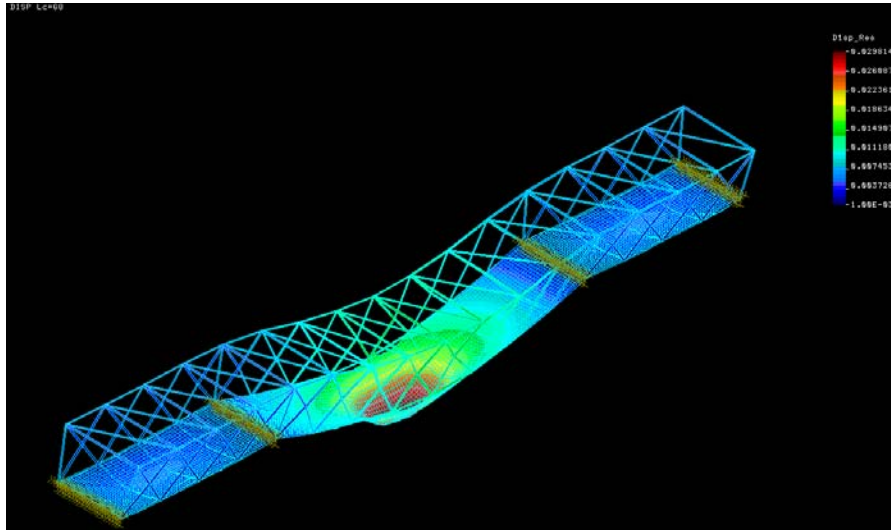


Figura 251: Grafico de desplazamiento de la estructura mostrando su deformada.

**Caso de carga 69:** Peso propio de la estructura, sobrecarga a lo largo de todo el tablero, acción del vehículo pesado en la zona central del puente, acción del viento transversal y viento longitudinal, viento vertical sobre tablero, momento de vuelco vertical y acción de la carga de nieve sobre todo el tablero.

Se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio, de 1.5 para las acciones de la sobrecarga, vehículo pesado, momento de vuelco y carga de nieve y un 50% menos de la carga del viento, ya que ésta última actúa junto a la sobrecarga.

Flecha máxima: 35,29mm en el tablero y 17,64mm en las barras → Flecha superior a la admisible en las barras.

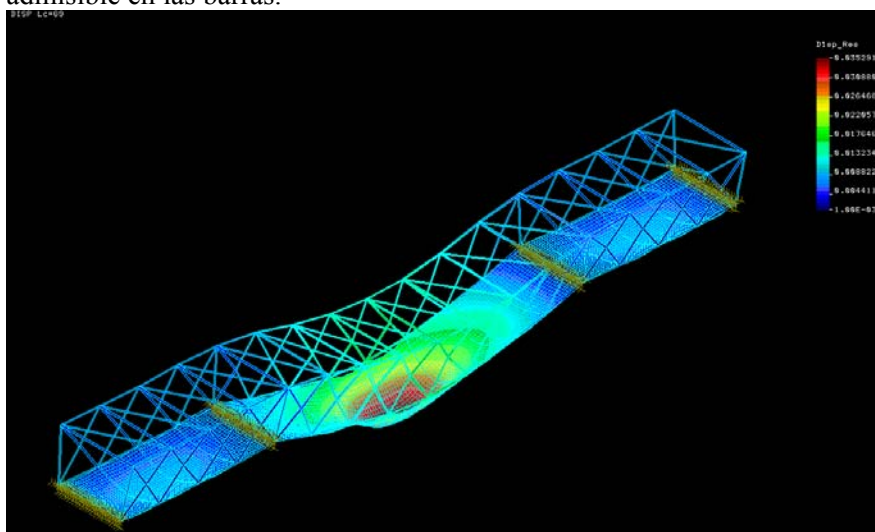


Figura 252: Grafico de desplazamiento de la estructura mostrando su deformada.

**Caso de carga 70:** Peso propio de la estructura, acción del viento transversal sobre estructura y tablero acción del viento longitudinal y viento vertical sobre tablero en dirección de Y negativa.

Se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio y de 1.5 para la acción del viento.

Flecha máxima: 5,44mm en las barras.

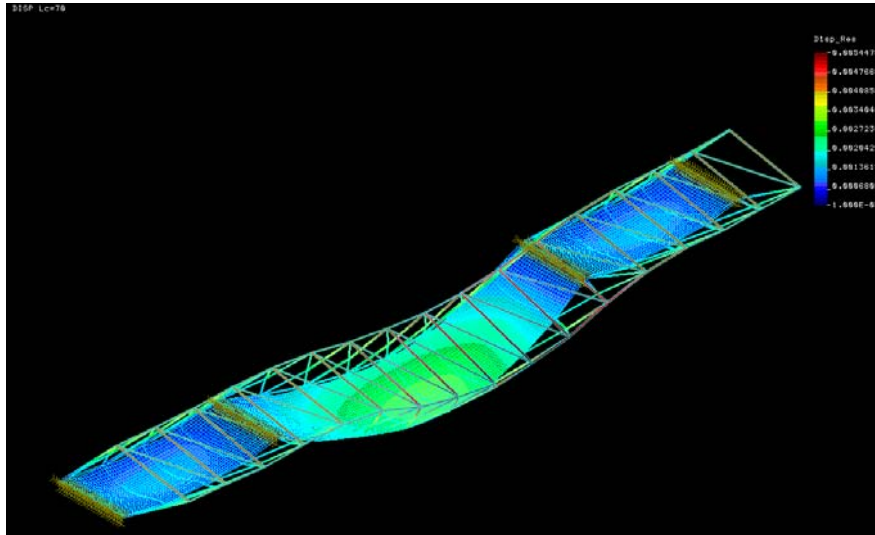


Figura 253: Grafico de desplazamiento de la estructura mostrando su deformada.

**Caso de carga 71:** Peso propio de la estructura, sobrecarga a lo largo de todo el tablero, acción del vehículo pesado actuando en la zona central del puente, acción del viento vertical sobre tablero y acción de la carga de nieve sobre todo el tablero.

Se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio y de 1.5 para el resto de las acciones actuando sobre el puente.

Flecha máxima: 34,69mm en el tablero y 17,34mm en las barras → Flecha superior a la admisible en las barras.

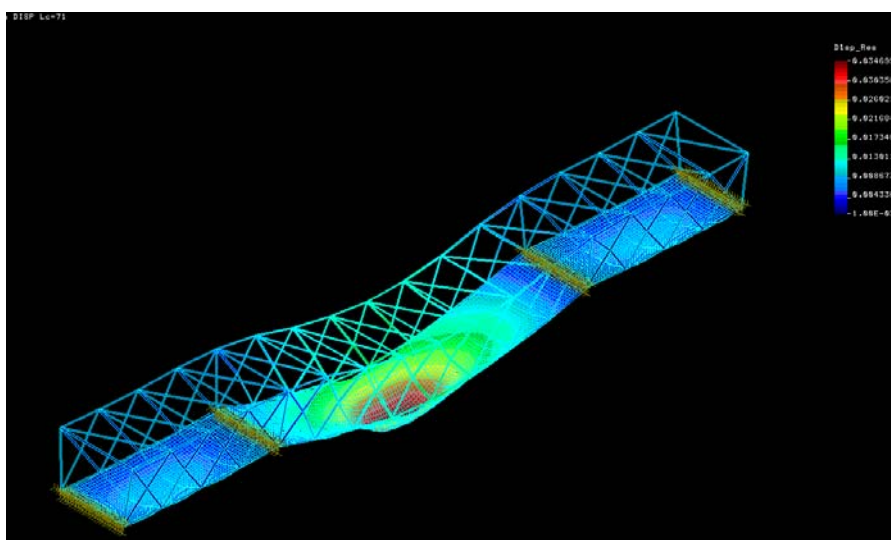


Figura 254: Grafico de desplazamiento de la estructura mostrando su deformada.

En la siguiente tabla resumen puede verse los resultados obtenidos para el dimensionamiento descrito con anterioridad, donde las filas seleccionadas en color naranja, denotan que el puente no ha cumplido con los requerimientos del diseño, bien porque la deformada de la estructura sea superior a la flecha máxima ó bien, porque se haya producido rotura en alguna de las láminas:

COMPOSITE 1					
Caso de carga analizado	Descripcion	Flecha max(mm)	Max Criterio Tsai-Hill	Max Tension barras (MPa)	Status
51	Peso propio	1,59mm tablero	4,49E-02	5,52	CUMPLE
52	Peso propio + sobrecarga uso	10,05mm tablero	4,34E-03	39,60	CUMPLE
53	Peso propio + nieve	3,90mm tablero	6,50E-03	47,90	CUMPLE
56	Peso propio + nieve + viento transversal	6,62mm tablero	4,27E-01	455,00	CUMPLE
57	Peso propio + viento longitudinal	3,36mm tablero	6,17E-03	46,70	CUMPLE
58	Peso propio + viento transversal	5,61mm tablero	6,61E-03	51,90	CUMPLE
62	Peso propio + vehiculo pesado	21,60mm tablero	1,52E-01	269,00	CUMPLE
80	Peso propio + viento + nive + sobrecarga uso	34,40mm tablero 17,20mm barras	En Capa 31: 1,51 Rotura en: 20/21/23/24/25/26/27/28/30/31/32	849,00	NO VALIDO Flecha superior admisible en barras Tension admisible en barras superada Rotura de laminas 20/21/23/24/25/26/27/28/30/31/32
68	Peso propio + viento + nieve + vehiculo pesado	29,81mm tablero 14,9mm en barras	6,18E-01	561,00	NO VALIDO Flecha superior admisible en barras
69	Peso propio + viento + nieve + vehiculo pesado+ sobrecarga uso	35,29mm tablero 17,64mm en barras	1,56E-01	281,00	NO VALIDO Flecha superior admisible en barras
70	Peso propio + viento + nieve	5,44mm en barras	5,75E-03	49,20	CUMPLE
71	Peso propio + viento vertical tableros + nieve + vehiculo pesado+ sobrecarga uso	34,69mm tablero 17,34mm en barras	En capa 14: 9,87	161,00	NO VALIDO Flecha superior admisible en barras Rotura de lamina 14

Tabla 73: Resumen de resultados obtenidos para el puente en configuración “Composite 1”

Nombre FEM	Configuración laminado	Espesor piel laminado (mm)	Espesor del núcleo (mm)
Composite 2	$[0_6 / 90_2 / +45_1 / -45_1]_{2s}$	7,36	200

#### **Caso de Carga 51** Peso propio de la estructura.

Se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio y de 1.5 para el resto de las acciones actuando sobre el puente.

Flecha máxima: 15,61mm en el tablero y 7,80mm en las barras

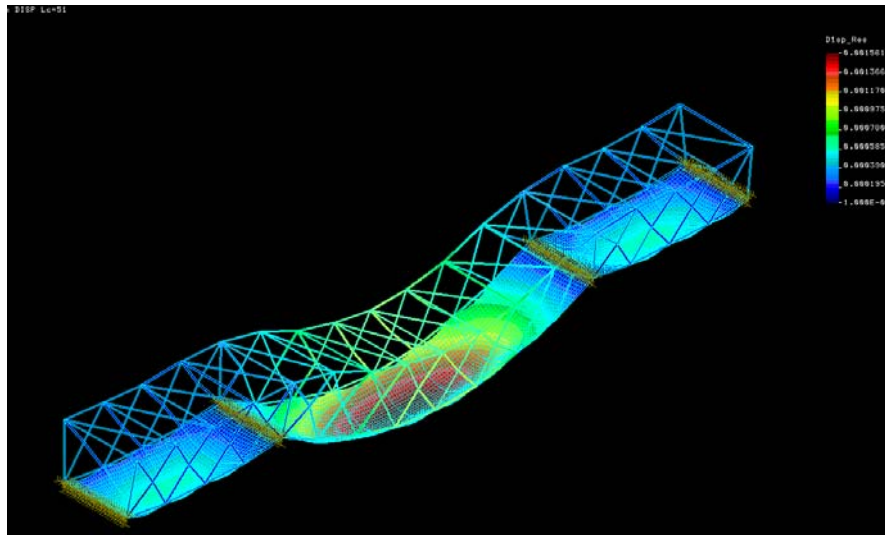


Figura 255: Grafico de desplazamiento de la estructura mostrando su deformada.

#### **Caso de Carga 52:** Peso propio de la estructura y sobrecarga sobre todo el tablero

Se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio y de 1.5 para el resto de las acciones actuando sobre el puente.

Flecha máxima: 10,45mm en el tablero.

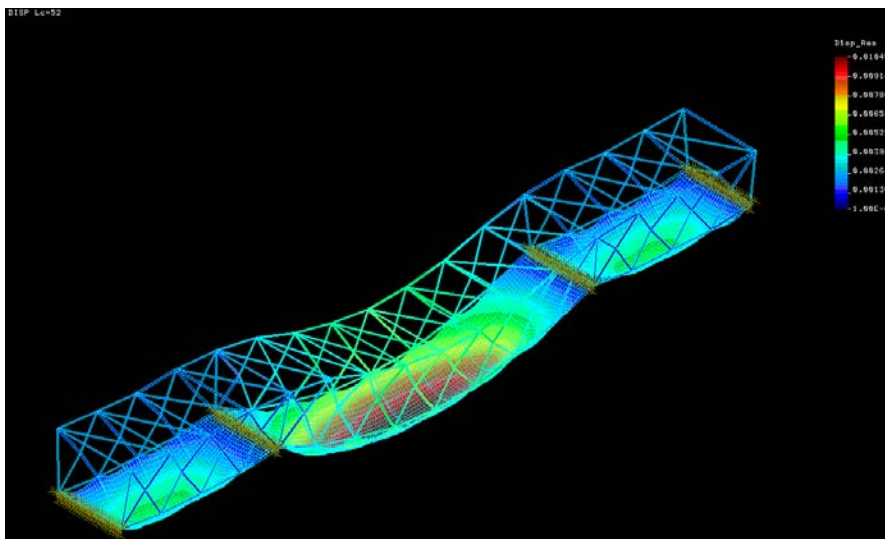


Figura 256: Grafico de desplazamiento de la estructura mostrando su deformada.



**Caso de carga 53:** (Peso propio de la estructura y carga de nieve sobre todo el tablero)

Se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio y de 1.5 para la carga de nieve.

Flecha máxima: 3,86mm

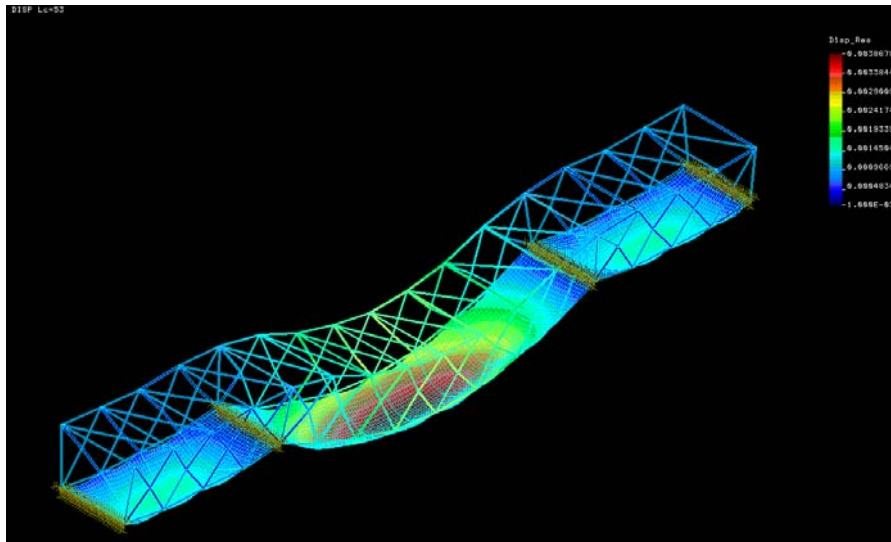


Figura 257: Grafico de desplazamiento de la estructura mostrando su deformada.

**Caso de carga 62:** Peso propio de la estructura y acción del vehículo pesado aplicado en la zona central del puente.

Se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio y de 1.5 para la acción del vehículo pesado.

Flecha máxima: 24,45mm en el tablero y 6,11mm en las barras.

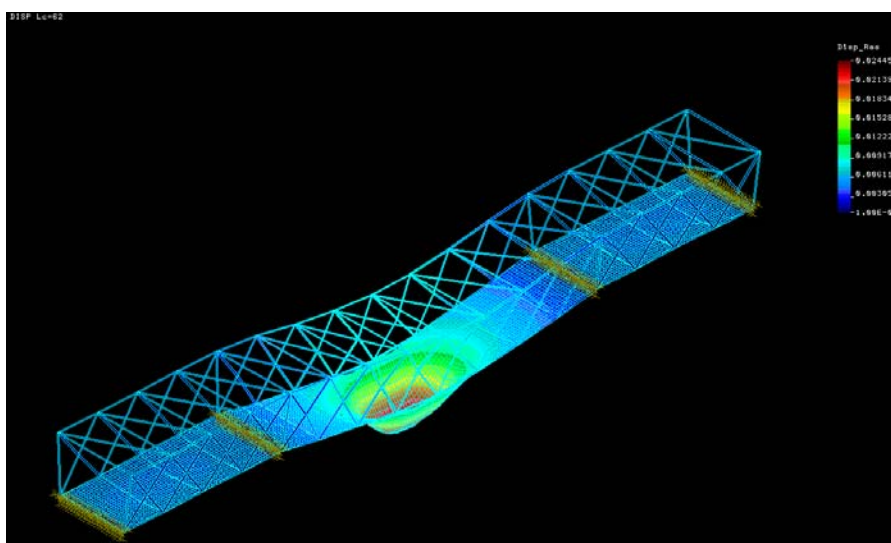


Figura 258: Grafico de desplazamiento de la estructura mostrando su deformada.

**Caso de carga 69:** Peso propio de la estructura, sobrecarga a lo largo de todo el tablero, acción del vehículo pesado en la zona central del puente, acción del viento transversal y viento longitudinal, viento vertical sobre tablero, momento de vuelco vertical y acción de la carga de nieve sobre todo el tablero.

Se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio, de 1.5 para las acciones de la sobrecarga, vehículo pesado, momento de vuelco y carga de nieve y un 50% menos de la carga del viento, ya que ésta última actúa junto a la sobrecarga.

Flecha máxima: 3,85mm en el tablero

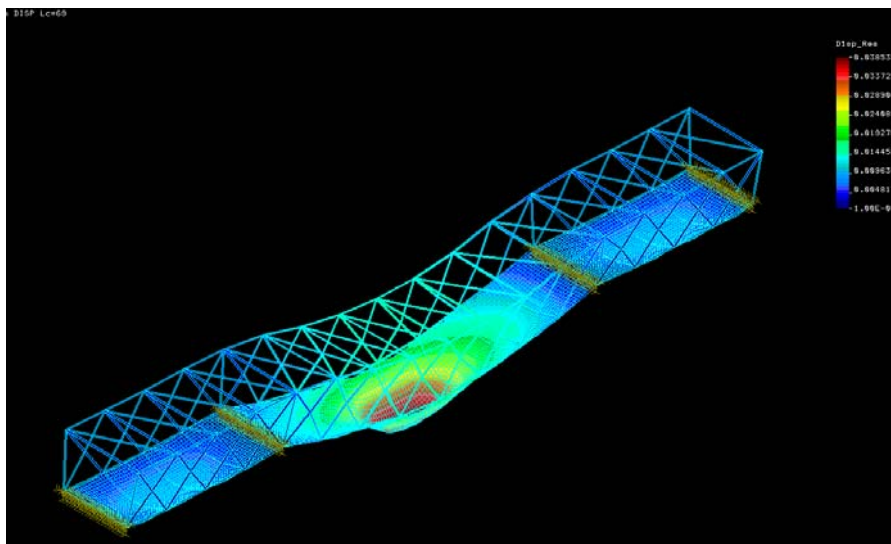


Figura 259: Grafico de desplazamiento de la estructura mostrando su deformada.

En la siguiente tabla resumen puede verse los resultados obtenidos para el dimensionamiento descrito con anterioridad, donde las filas seleccionadas en color naranja, denotan que el puente no ha cumplido con los requerimientos del diseño, bien porque la deformada de la estructura sea superior a la flecha máxima ó bien, porque se haya producido rotura en alguna de las láminas:

COMPOSITE 2					
Caso de carga analizado	Descripcion	Flecha max(mm)	Max Criterio Tsai-Hill	Max Tension barras (MPa)	Status
51	Peso propio	15.61mm tablero 7.80mm barras	2,58E-02	15,20	CUMPLE
52	Peso propio + sobrecarga uso	10.45mm tablero	1,97E-01	45,30	CUMPLE
53	Peso propio + nieve	3.86mm	1,97E-01	45,30	CUMPLE
62	Peso propio + vehiculo pesado	24.45mm tablero 6.11mm barras	En Capa 4: 1,99 Rotura en: 4/8/9/13/21/25/26/30	150,00	NO VALIDO Rotura de laminas 4/8/9/13/21/25/26/30
69	Peso propio + viento + nieve + vehiculo pesado+ sobrecarga uso	3.85mm	En Capa 4: 8.02 Rotura en: 3/4/7/8/9/10/13/14/20/21/24/25/26/27/30/31	300,00	NO VALIDO Rotura de laminas 3/4/7/8/9/10/13/14/20/21/24/25/26/27/30/31

Tabla 74: Resumen de resultados obtenidos para el puente en configuración “Composite 2”



Nombre FEM	Configuración laminado	Espesor piel laminado (mm)	Espesor del núcleo (mm)
Composite 5	$[0_7 / 90_2 / +45_1 / -45_1]_{2s}$	7,36	300

**Caso de carga 51:** Peso propio de la estructura.

Se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio y de 1.5 para el resto de las acciones actuando sobre el puente.

Flecha máxima: 1,63mm

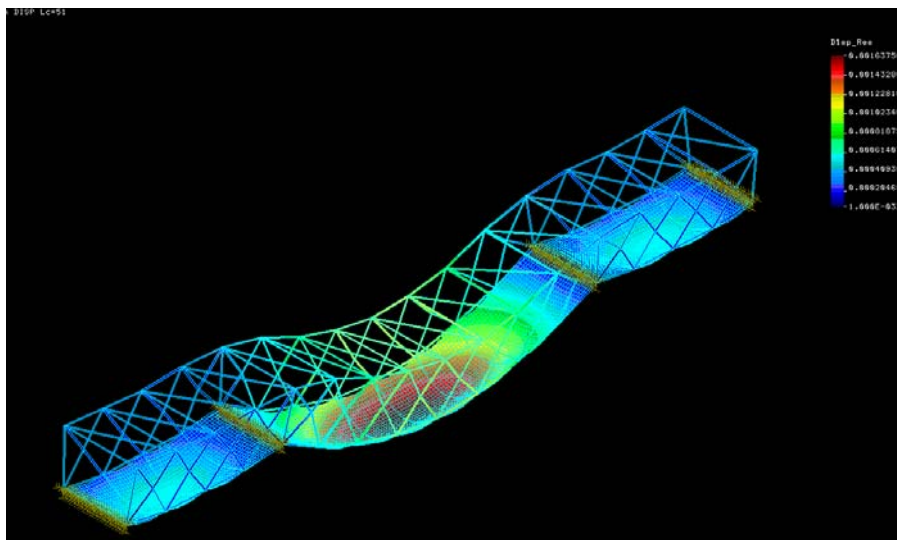


Figura 260: Grafico de desplazamiento de la estructura mostrando su deformada.

**Caso de Carga 52:** Peso propio de la estructura y sobrecarga sobre todo el tablero

Se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio y de 1.5 para el resto de las acciones actuando sobre el puente.

Flecha máxima: 9,64mm en el tablero.

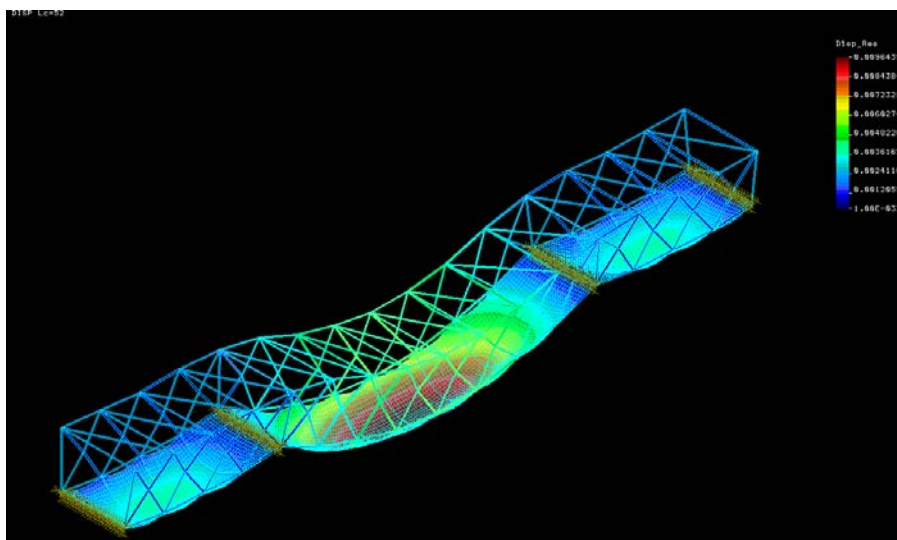


Figura 261: Grafico de desplazamiento de la estructura mostrando su deformada.

**Caso de carga 53:** (Peso propio de la estructura y carga de nieve sobre todo el tablero)

Se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio y de 1.5 para la carga de nieve.

Flecha máxima: 3,95mm

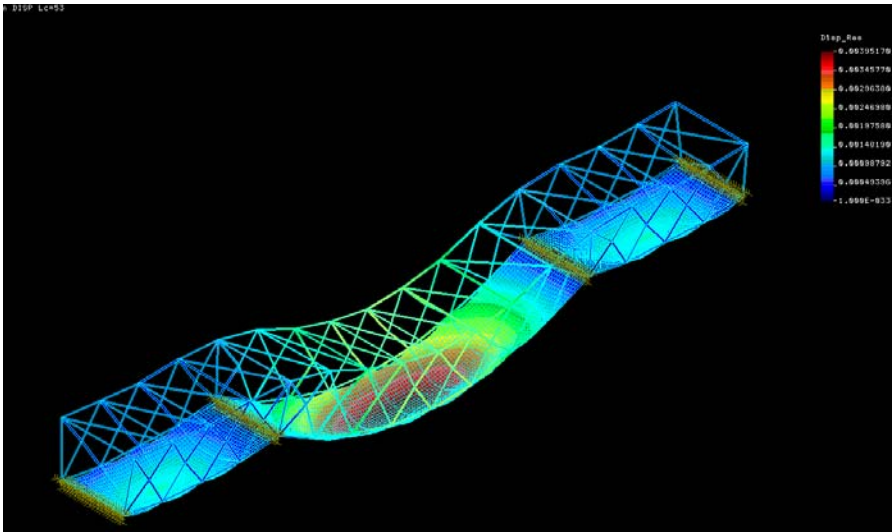


Figura 262: Grafico de desplazamiento de la estructura mostrando su deformada.

En la siguiente tabla resumen puede verse los resultados obtenidos para el dimensionamiento descrito con anterioridad:

COMPOSITE 5					
Caso de carga analizado	Descripcion	Flecha max(mm)	Max Criterio Tsai-Hill	Max Tension barras (MPa)	Status
51	Peso propio	1.63mm	4,01E-03	35,60	CUMPLE
52	Peso propio + sobrecarga uso	9.64mm	4,01E-03	35,60	CUMPLE
53	Peso propio + nieve	3.95mm	6,09E-03	43,50	CUMPLE

Tabla 75: Resumen de resultados obtenidos para el puente en configuración “Composite 5”

Nombre FEM	Configuración laminado	Espesor piel laminado (mm)	Espesor del núcleo (mm)
Composite 6	$[0_6 / 90_2 / 0_1 / 90_1]_{2s}$	7,36	300

**Caso de carga 51:** Peso propio de la estructura.

Se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio y de 1.5 para el resto de las acciones actuando sobre el puente.

Flecha máxima: 1,61mm

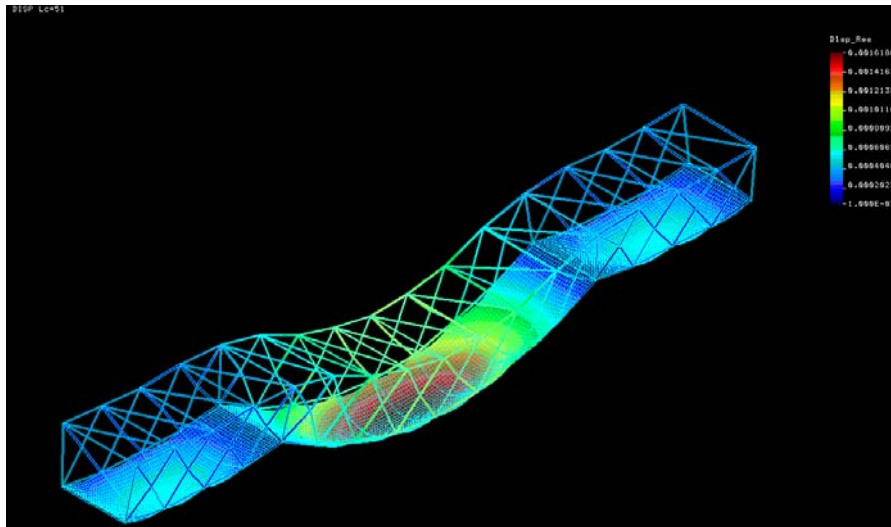


Figura 263: Grafico de desplazamiento de la estructura mostrando su deformada.

**Caso de Carga 52:** Peso propio de la estructura y sobrecarga sobre todo el tablero

Se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio y de 1.5 para el resto de las acciones actuando sobre el puente.

Flecha máxima: 9,57mm en el tablero.

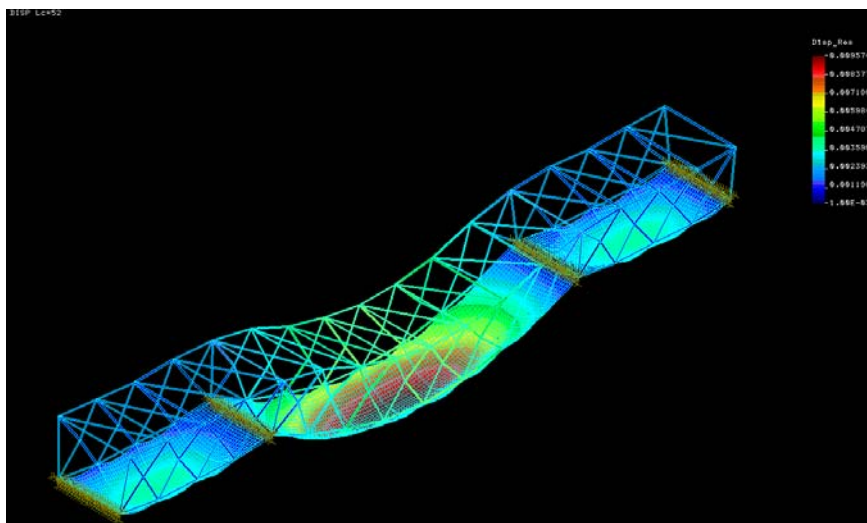


Figura 264: Grafico de desplazamiento de la estructura mostrando su deformada.

**Caso de carga 53:** (Peso propio de la estructura y carga de nieve sobre todo el tablero)

Se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio y de 1.5 para la carga de nieve.

Flecha máxima: 3,90mm

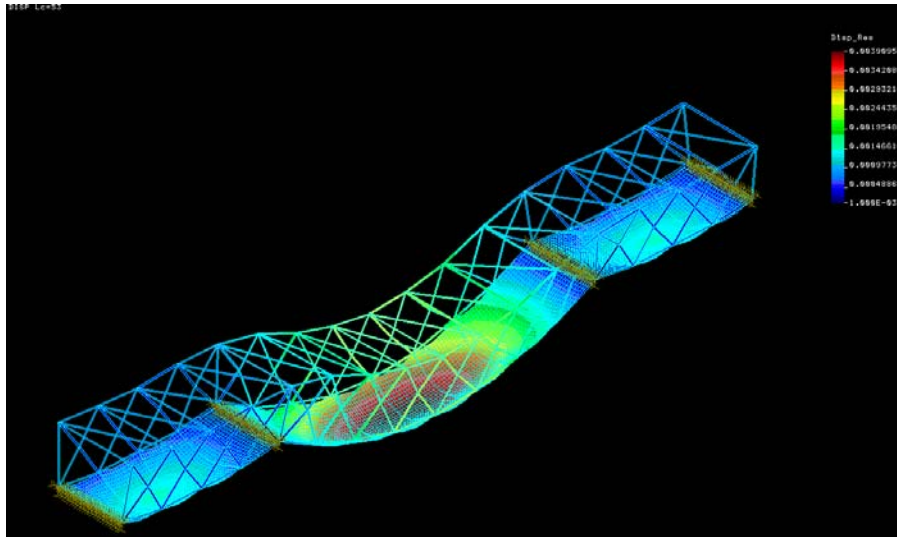


Figura 265: Grafico de desplazamiento de la estructura mostrando su deformada.

**Caso de carga 58:** Peso propio de la estructura y viento transversal actuando sobre el tablero y la estructura.

Se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio y de 1.5 para la carga de viento.

Flecha máxima: 5,95mm

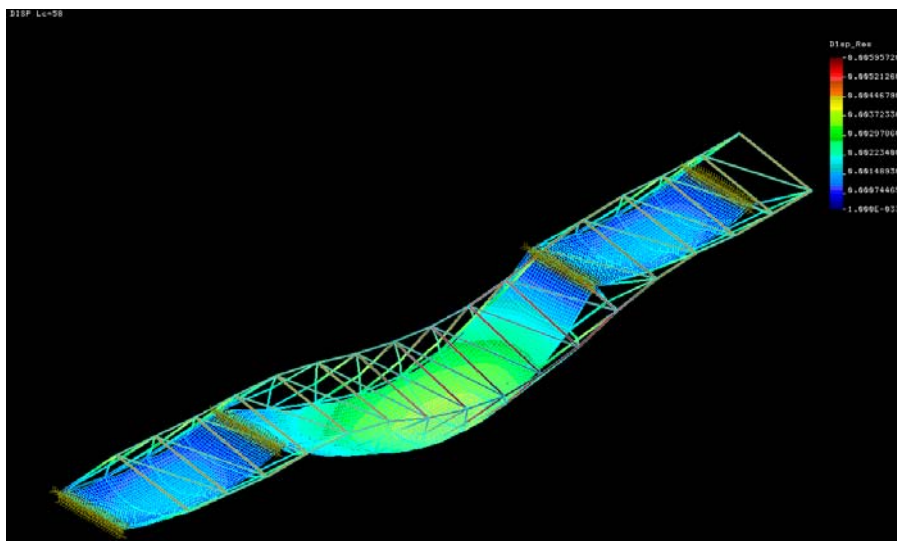


Figura 266: Grafico de desplazamiento de la estructura mostrando su deformada.

**Caso de carga 62:** Peso propio de la estructura y acción del vehículo pesado aplicado en la zona central del puente.

Se considera un coeficiente de ponderación de 1.35 para el peso propio y de 1.5 para la acción del vehículo pesado.

Flecha máxima: 19,6mm en el tablero y 9,80mm en las barras.

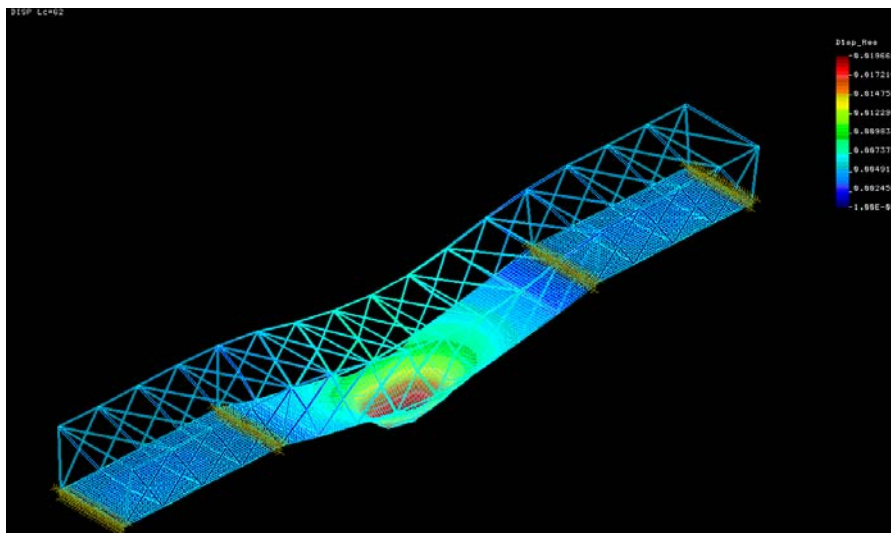


Figura 267: Grafico de desplazamiento de la estructura mostrando su deformada.

En la siguiente tabla resumen puede verse los resultados obtenidos para el dimensionamiento descrito con anterioridad:

COMPOSITE 6					
Caso de carga analizado	Descripción	Flecha max(mm)	Max Criterio Tsai-Hill	Max Tensión barras (MPa)	Status
51	Peso propio	1.61mm	2,47E-02	5,76	CUMPLE
52	Peso propio + sobrecarga uso	9.57mm	2,60E-01	37,70	CUMPLE
53	Peso propio + nieve	3.90mm	3,73E-01	46,20	CUMPLE
58	Peso propio + viento transversal	5.95mm	4,52E-03	5,63	CUMPLE
62	Peso propio + vehículo pesado	19.6mm tablero 9.80mm en barras	8,31E-01	107,00	CUMPLE

Tabla 76: Resumen de resultados obtenidos para el puente en configuración “Composite 6”